



Universidad
Carlos III de Madrid

Departamento de Mecánica de Medios continuos y Teoría de
Estructuras

PROYECTO FIN DE CARRERA
ANÁLISIS ESTRUCTURAL
DE UNA TORRE DE ALTA
TENSIÓN

Autor: D. Eduardo Villanueva Domínguez

Tutor: Dr. D. José Luis Pérez Castellanos

Titulación: Ingeniería Técnica Industrial, Mecánica

Leganés, 2014

Título: Análisis estructural de una torre de alta tensión.

Autor: Eduardo Villanueva Domínguez.

Tutor: Dr. D. José Luis Pérez Castellanos.

EL TRIBUNAL

Presidente: Dr. D. Jesús Pernas Sánchez.

Vocal: Dr. D. Antonio Gauchía Babé.

Secretaria: Dña. Marta María Moure Cuadrado.

Realizado el acto de defensa y lectura del Proyecto Fin de Carrera el día 30 de enero de 2014 en Leganés, en la Escuela Politécnica Superior de la Universidad Carlos III de Madrid, acuerda otorgarle la CALIFICACIÓN de

VOCAL

SECRETARIA

PRESIDENTE

Agradecimientos

A mis padres, por el apoyo que he recibido a lo largo de mi vida y por transmitirme el espíritu de lucha; y a mis hermanos, también por su apoyo y por los buenos momentos que hemos vivido.

A mis amigos y compañeros de la Universidad Carlos III de Madrid, por haber sido capaces de descifrar mis apuntes; y a los profesores, por haber contribuido en mi formación profesional y por su pensamiento crítico.

Al Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la Universidad Carlos III de Madrid, y a mi tutor del Proyecto Fin de Carrera, José Luis Pérez Castellanos, por haber hecho posible su realización y por haber ampliado mi visión analítica.

Muchas gracias a todos.

Resumen

No podemos influir en las manifestaciones de los fenómenos naturales ni tampoco detenerlos. Lo único que podemos hacer es recopilar información sobre sus características y consecuencias para analizarlas y fundamentarlas, con el fin de mejorar la seguridad frente a futuras amenazas.

Este Proyecto Fin de Carrera estudia los efectos de uno de los fenómenos naturales más peligrosos, los terremotos, en una torre de alta tensión. Para ello, se expone en primer lugar unas breves nociones de sismología y se describe las características de la línea aérea de alta tensión.

Posteriormente se realiza el análisis estructural de una torre utilizando el método de elementos finitos, para dimensionar sus perfiles mediante un primer análisis estático y verificarlos en un análisis modal-espectral.

Palabras clave: Torre de alta tensión, análisis estático, análisis modal, modos de vibración, análisis espectral, análisis sísmico, dimensionado de perfiles.

Abstract

We can't influence natural phenomena, nor can we stop it from happening. We can, however, compile information regarding its features and consequences in order to analyze and theorize about it, in the hope of improving protection against future threats.

This Final Year Project studies the effects of one of the most dangerous natural phenomena, earthquakes, taking place on a high voltage tower located in Spain. In order to achieve this goal, it provides brief ideas about seismology and describes the features respect to the high voltage pylon.

After that, the structural analysis of an electricity pylon is performed through the finite element method, in order to determine its sections dimensions through a static analysis and verify them through a modal and spectral analysis.

Keywords: High voltage electricity pylon, static analysis, modal analysis, mode shapes, spectrum analysis, seismic analysis, beam profile size.

Índice general

RESUMEN.....	i
ABSTRACT.....	ii
1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1 Introducción.	1
1.2 Objetivos.	4
1.3 Estructura del documento.	5
2. LA LÍNEA AÉREA DE ALTA TENSIÓN.....	5
2.1 Descripción de la línea.....	5
2.1.1 Conductores.....	7
2.1.2 Cables de guarda.....	8
2.1.3 Aisladores.....	9
2.1.4 Herrajes.....	10
2.1.5 Apoyos.....	11
2.2 Instalación de la línea.....	14
2.2.1 Verificación y excavación del terreno.....	14
2.2.2 Montaje de las torres.....	16
2.2.2 Mantenimiento y revisión de las torres.....	16
3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA TORRE DE ALTA TENSIÓN.....	18
3.1 Acciones sobre la torre.....	18
3.2 La acción sísmica.....	20
3.2.1 Introducción.....	20
3.2.2 Descripción del fenómeno del sismo.....	20
3.2.3 Conceptos sismológicos generales.....	21
3.2.4 Propagación de las ondas sísmicas.....	23
3.2.5 El sismógrafo.....	25
3.2.6 Caracterización sísmica mediante espectros de respuesta del terreno.....	26

3.3 Normativa.....	27
3.4 Métodos de análisis.....	27
3.4.1 Modelos utilizados.....	27
3.4.1.1 Modelo de celosías.....	27
3.4.1.2 Modelo simplificado.....	30
3.4.1.3 Modelo de masas concentradas de la línea eléctrica.....	31
3.4.2 Análisis estático.....	31
3.4.3 Análisis modal.....	32
3.4.4 Análisis espectral.....	32
3.4.5 Herramienta de trabajo.....	32
4. RESULTADOS.....	33
4.1 Análisis estático.....	33
4.1.1 Hipótesis de cálculo.....	33
4.1.2 Determinación de las cargas.....	34
4.1.2.1 Cargas permanentes.....	34
4.1.2.2 Fuerza del viento sobre los cables.....	35
4.1.2.3 Fuerza del viento sobre la torre de alta tensión.....	35
4.1.2.4 Sobrecargas motivadas por el hielo.....	38
4.1.2.4.1 Peso del hielo.....	38
4.1.2.4.2 Determinación de los manguitos de hielo.....	39
4.1.2.5 Rotura de cables.....	39
4.1.3 Ponderación de las cargas.....	40
4.1.3.1 Esfuerzo vertical y esfuerzo transversal.....	40
4.1.3.2 Esfuerzo longitudinal.....	43
4.1.4 Deformadas y flechas.....	43
4.1.4.1 Esfuerzo vertical y esfuerzo transversal.....	44
4.1.4.2 Esfuerzo longitudinal.....	44
4.1.5 Verificación y dimensionado de perfiles.....	45
4.1.5.1 Esfuerzo vertical y esfuerzo transversal.....	45
4.1.5.2 Esfuerzo longitudinal.....	49
4.2 Análisis modal.....	61
4.2.1 Modelo de celosías con cables.....	61
4.2.2 Modelo de celosías sin cables.....	64
4.2.3 Modelo de masas concentradas de la línea eléctrica.....	65
4.3 Análisis modal-espectral.....	68
4.3.1 Determinación de los espectros de respuesta elástica.....	68
4.3.1.1 Clasificación de la torre de alta tensión.....	68
4.3.1.2 Aceleración sísmica básica.....	69
4.3.1.3 Aceleración sísmica de cálculo.....	70
4.3.1.4 Gráficas de los espectros.....	72
4.3.2 Verificación y redimensionado de perfiles.....	74
4.3.2.1 Verificación según mayor factor de participación modal.....	75
4.3.2.2 Verificación según frecuencias características del terreno.....	81

4.3.2.3	<i>Verificación según combinación modal</i>	89
4.3.2.3.1	<i>Aceleración sísmica máxima admisible según el modelo</i>	91
4.3.2.3.2	<i>Combinación del sismo con el peso propio</i>	93
4.4	Cálculo de tornillos	93
4.4.1	Vigas de las alas	94
4.4.1.1	<i>Comprobación dimensional</i>	94
4.4.1.2	<i>Resistencia a cortante de la sección transversal del tornillo</i>	95
4.4.1.3	<i>Resistencia a aplastamiento de la chapa que se une</i>	95
4.4.1.4	<i>Resistencia a desgarro del alma por cortante</i>	96
4.4.1.5	<i>Resistencia a desgarro del alma por tracción</i>	96
4.4.2	Vigas de la base	96
4.4.2.1	<i>Comprobación dimensional</i>	97
4.4.2.2	<i>Resistencia a cortante de la sección transversal del tornillo</i>	97
4.4.2.3	<i>Resistencia a aplastamiento de la chapa que se une</i>	97
4.4.2.4	<i>Resistencia a desgarro del alma por cortante</i>	97
4.4.2.5	<i>Resistencia a desgarro del alma por tracción</i>	97
4.5	Cálculo de zapatas	98
4.5.1	<i>Dimensionado según hundimiento sobre el terreno</i>	98
4.5.2	<i>Comprobación a vuelco</i>	99
5.	CONCLUSIONES	100
6.	TRABAJOS FUTUROS	102
7.	BIBLIOGRAFÍA	105

Índice de figuras

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.

<i>Figura 1. Explicación del desplome de las treinta tres torres de alta tensión en Cataluña.....</i>	<i>2</i>
<i>Figura 2. Daños en una de las torres.....</i>	<i>2</i>
<i>Figura 3. Torre doblada por el terremoto de Japón de 2011.....</i>	<i>2</i>
<i>Figura 4. Torre abatida por el terremoto de Japón de 2011.....</i>	<i>2</i>

CAPÍTULO 2. LA LÍNEA AÉREA DE ALTA TENSIÓN

<i>Figura 5. Esquema de los componentes de la línea aérea de alta tensión.....</i>	<i>6</i>
<i>Figura 6. Detalle de los componentes de la línea aérea de alta tensión.....</i>	<i>6</i>
<i>Figura 7. Disposición de los conductores de aluminio y del refuerzo de acero de un cable.....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 8. Fases y conductores en uno y dos circuitos.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 9. Tierra de referencia.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 10. Aislador fijo.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 11. Aislador en cadena.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 12. Herraje descargador.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 13. Anillo de guarda.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 14. Esquema de un amortiguador Stockbridge.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 15. Apoyo de alineación.....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 16. Apoyo de anclaje.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 17. Apoyo de ángulo.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 18. Apoyo de fin de línea.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 19. Apoyo especial.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 20. Cimentación para torre sin patas.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 21. Cimentación para torre con patas.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 22. Montaje de una torre de alta tensión utilizando grúas.....</i>	<i>16</i>

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA TORRE DE ALTA TENSIÓN

<i>Figura 23. Cargas estáticas sobre una torre de alta tensión.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 24. Falla de fractura por cizalla.....</i>	<i>20</i>

Figura 25. Hipocentro y epicentro de un sismo.....	21
Figura 26. Propagación de las ondas P.....	24
Figura 27. Propagación de las ondas S.....	24
Figura 28. Propagación de las ondas de Rayleigh.....	24
Figura 29. Propagación de las ondas de Love.....	25
Figura 30. Sismógrafo horizontal.....	25
Figura 31. Sismograma.	26
Figura 32. Espectro de respuesta.....	26
Figura 33. Perspectiva del modelo de celosías de la torre.	28
Figura 34. Alzado del modelo de celosías de la torre.	28
Figura 35. Modelo de celosías de la torre con cables.....	30
Figura 36. Modelo simplificado de la torre de alta tensión.....	30
Figura 37. Modelo de masas concentradas de una línea eléctrica.....	31, 65
Figura 38. Tensiones en los puntos de sujeción de los cables.	38
Figura 39. Diagrama básico de momentos flectores para esfuerzos verticales y transversales.....	40
Figura 40. Cargas que se debe ponderar.....	41
Figura 41. Cargas ponderadas.....	43
Figura 42. Deformada para el esfuerzo transversal y vertical.....	44
Figura 43. Deformada para el esfuerzo longitudinal.....	44
Figura 44. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de Cm_y con perfil 100.8.....	47
Figura 45. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de Cm_z con perfil 100.8.....	48
Figura 46. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de Cm_y con perfil 100.12.....	52
Figura 47. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de Cm_z con perfil 100.12.....	52
Figura 48. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de Cm_y con perfil 150.18.....	56
Figura 49. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de Cm_z con perfil 150.18.....	57
Figura 50. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de Cm_y con perfil 150.18.....	59
Figura 51. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de Cm_z con perfil 150.18.....	60
Figura 52. Modos de vibración 1-3.	61
Figura 53. Modos de vibración 4-9.	62
Figura 54. Modos de vibración 10-15.	63
Figura 55. Modo de vibración 16.....	64
Figura 56. Modos de vibración de flexión y de torsión para la torre sin cables.....	64
Figura 57. Modos de flexión transversal para el modelo de masas concentradas.....	66
Figura 58. Modos de torsión para el modelo de masas concentradas.....	67
Figura 59. Modos de flexión longitudinal para el modelo de masas concentradas.....	67
Figura 60. Modos de flexión y de torsión para la torre con cables.....	68
Figura 61. Mapa sísmico de aceleraciones.	69
Figura 62. Espectro de respuesta para terreno tipo I.....	73
Figura 63. Espectro de respuesta para terreno tipo IV.	74
Figura 64. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de Cm_y con perfil 200.26.....	79
Figura 65. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de Cm_z con perfil 200.26.	79
Figura 66. Modos de vibración de mayores aceleraciones espectrales en terreno tipo IV.....	81
Figura 67. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de Cm_y con perfil 150.18.....	82
Figura 68. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de Cm_z con perfil 150.18.....	83
Figura 69. Unión para las vigas de las alas.....	94
Figura 70. Unión para las vigas de la base.....	96
Figura 71. Modelo de las zapatas.....	98

CAPÍTULO 5. TRABAJOS FUTUROS

<i>Figura 72. Planta de la torre del modelo estudiado.</i>	<i>102</i>
<i>Figura 73. Planta de la torre del modelo propuesto.</i>	<i>103</i>
<i>Figura 74. Disposición de torres en forma de zig-zag para que ganen rigidez transversal por medio de los cables.....</i>	<i>103</i>

Índice de tablas

CAPÍTULO 2. LA LÍNEA AÉREA DE ALTA Tensión

<i>Tabla 1. Características mecánicas de cables de aluminio reforzado.....</i>	<i>7, 29, 34</i>
--	------------------

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA TORRE DE ALTA Tensión.

<i>Tabla 2. Escala de Intensidad de Mercalli Modificada.....</i>	<i>22</i>
<i>Tabla 3. Comparación energética entre magnitudes sísmicas y masas de trinitrotolueno.....</i>	<i>23</i>

4. RESULTADOS

<i>Tabla 4. Hipótesis de cálculo para el análisis estático.....</i>	<i>32</i>
<i>Tabla 5. Fuerzas del viento sobre la torre.</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 6. Fuerzas ponderadas del viento sobre la torre.</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 7. Propiedades del perfil 100.8.</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 8. Propiedades del perfil 100.10.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 9. Propiedades del perfil 100.12.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 10. Propiedades del perfil 130.16.</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 11. Propiedades del perfil 150.16.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 12. Propiedades del perfil 150.18.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 13. Valores del coeficiente C en función del tipo de terreno.</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 14. Valor del coeficiente S en terreno tipo I.</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 15. Valor del coeficiente S en terreno tipo III.</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 16. Valor del coeficiente S en terreno tipo IV.</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 17. Valor de la aceleración sísmica de cálculo para las distintas regiones y tipos de terreno.</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 18. Factores de participación de los modos.</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 19. Propiedades del perfil 200.22.</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 20. Propiedades del perfil 200.23.</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 21. Propiedades del perfil 200.26.</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 22. Propiedades del perfil 100.10.</i>	<i>84</i>

<i>Tabla 23. Propiedades del perfil 110.12.</i>	85
<i>Tabla 24. Propiedades del perfil 120.13.</i>	86
<i>Tabla 25. Propiedades del perfil 120.16.</i>	86
<i>Tabla 26. Propiedades del perfil 130.16.</i>	87
<i>Tabla 27. Frecuencias propias tras redefinir los perfiles.</i>	89
<i>Tabla 28. Valores de las reacciones para el sismo.</i>	98
<i>Tabla 29. Valores de las reacciones para el peso propio.</i>	99

Capítulo 1

Introducción y objetivos

1.1 Introducción.

Las popularmente conocidas como torres de alta tensión son las estructuras utilizadas para transportar la energía eléctrica a elevadas distancias. Su diseño tan característico e inconfundible las ha convertido en un icono de la energía eléctrica y de la propia industria.

Estas estructuras deben ser diseñadas para soportar cargas estáticas y dinámicas, siendo las más representativas, respectivamente, la sobrecarga originada por el peso del hielo y la acción sísmica.

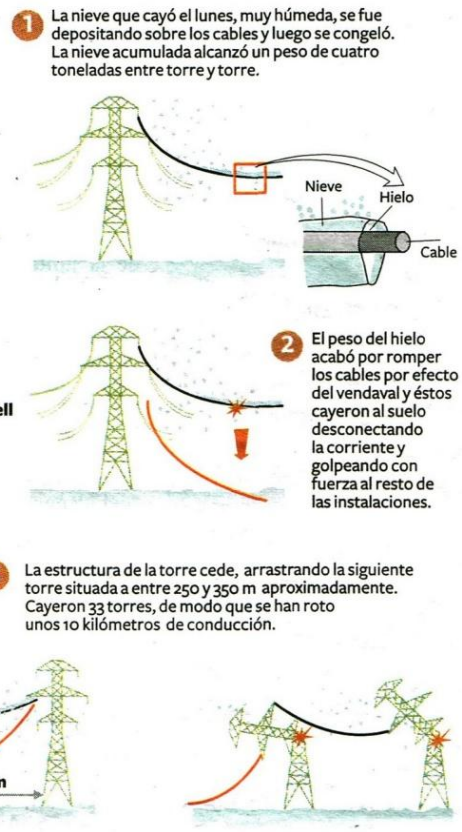
El problema del hielo es que se acumula sobre los cables dando lugar a manguitos que hacen que la fuerza del viento sea mayor, llegando a provocar su rotura y tirando con fuerza de la torre que lo sujeta, transmitiéndose los esfuerzos de torre a torre con resultados devastadores para la línea eléctrica. Merece especial mención las treinta y tres torres abatidas el 8 de marzo de 2010 en Cataluña como consecuencia de la rotura de un conductor tras una fuerte nevada. [0]

■ SITUACIÓN DE LAS LÍNEAS AFECTADAS POR LA NEVADA



*Línea de muy alta tensión.

■ CÓMO SE PRODUJO LA CAÍDA DE LAS TORRES



EL PAÍS

Figura 1. Explicación del desplome de las treinta y tres torres de alta tensión en Cataluña.



Figura 2. Daños en una de las torres.

En cuanto a la acción sísmica, como cualquier otra estructura las torres de alta tensión son muy vulnerables. Sirva de ejemplo las siguientes imágenes, correspondientes a dos torres destruidas por el terremoto de Japón de 2011:



Figura 3. Torre doblada por el terremoto de Japón de 2011.



Figura 4. Torre abatida por el terremoto de Japón de 2011.

A raíz de los ejemplos mostrados, queda justificada la realización de este Proyecto Fin de Carrera, en el que, por medio de unos modelos, se aborda la verificación estática y sísmica de una torre de alta tensión.

1.2 Objetivos.

Los objetivos propuestos en este Proyecto Fin de Carrera son:

1. **Dimensionar y verificar los perfiles de una torre de alta tensión en un análisis estático.**
2. **Realizar un análisis modal partiendo de los perfiles dimensionados en el caso estático** para determinar los modos de vibración de la torre. Asimismo, estudiar el comportamiento modal de una línea eléctrica considerando osciladores simples.
3. **Simular la acción sísmica en la torre mediante análisis modal-espectrales**, optimizando según los esfuerzos obtenidos su masa de manera que se favorezca el comportamiento modal; así como **determinar la aceleración sísmica básica de España que soporta.**
4. **Calcular los tornillos y las zapatas según la aceleración sísmica determinada.**

1.3 Estructura del documento.

Este documento está dividido en siete capítulos.

El primer capítulo está compuesto por esta introducción.

En el segundo capítulo se describe los componentes de una línea aérea de alta tensión.

En el tercer capítulo se explica el análisis estructural de una torre de alta tensión, detallando las acciones sobre la torre y la metodología seguida.

El cuarto capítulo está dedicado a los resultados, incluyendo el cálculo de tornillos y de zapatas.

El quinto capítulo consta de las conclusiones obtenidas a raíz de los resultados.

El sexto capítulo plantea trabajos futuros.

El séptimo capítulo recoge la bibliografía consultada para la realización del presente Proyecto Fin de Carrera.

Capítulo 2

La línea aérea de alta tensión.

2.1 Descripción de la línea.

El aumento de la población a nivel mundial y el desarrollo de la industria ha supuesto un elevado incremento en la demanda de la energía eléctrica. Ésta se produce en las centrales eléctricas a través de los dos tipos de fuentes de energía: renovables y no renovables.

Las energías renovables se caracterizan en que la naturaleza las regenera con rapidez y en que permiten trabajar de manera continuada. Las energías renovables que permiten la obtención de corriente eléctrica son la solar, la hidráulica y la eólica.

Las energías no renovables son aquellas que se encuentran distribuidas en la Tierra de forma limitada y que por tanto se agotan con su utilización. De los combustibles fósiles es el carbón el que se utiliza para calentar el agua en las centrales térmicas, mientras que en las centrales nucleares se aprovecha los efectos de la fusión o de la fisión para propiciar el aumento de temperatura del agua.

El objetivo principal de cualquier tipo de central es producir el movimiento de un alternador, que al girar genera la corriente eléctrica por inducción.

Una vez producida, la energía eléctrica debe transportarse. En el caso de largas distancias es necesario incrementar la tensión para reducir la intensidad y así abaratar los costes de distribución. Aprovechando las propiedades dieléctricas del aire, la energía eléctrica se transporta por medio de cables sujetos por estructuras conocidas como apoyos o torres.

A continuación se describe los componentes de las torres. [1][2]

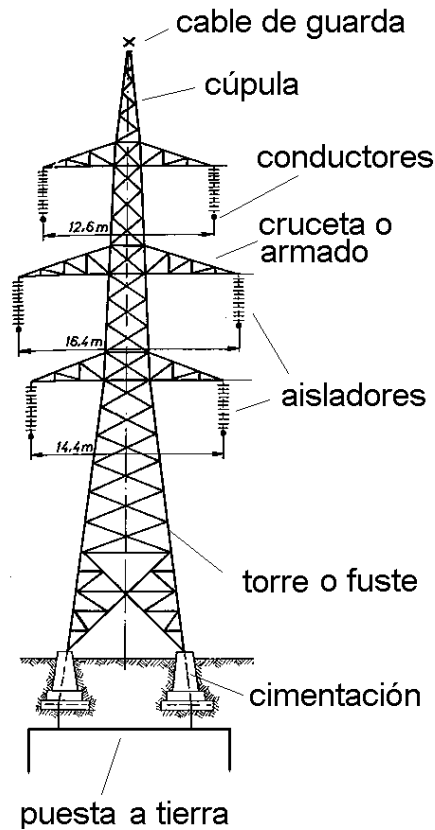


Figura 5. Esquema de los componentes de la línea aérea de alta tensión.

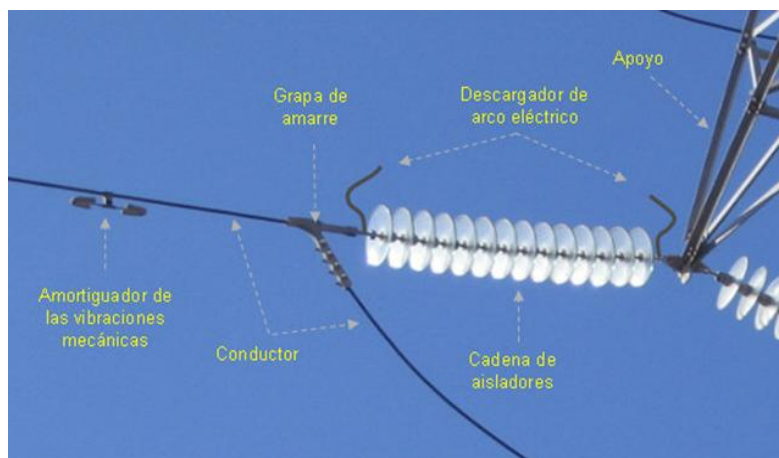


Figura 6. Detalle de los componentes de la línea aérea de alta tensión.

2.1.1 Conductores.

Los conductores no llevan revestimientos y están compuestos por cuerdas de hilos de cobre o de aluminio reforzados por acero. Se disponen de tal manera que sus secciones formen los vértices de un triángulo equilátero, evitando así que la caída de tensión inductiva sea distinta para los cada conductor. También es frecuente la disposición en un mismo plano y la disposición de conductor en haz, en la que los apoyos cuentan con dos circuitos o más, estando cada fase constituida por más de un conductor. Para proteger a los conductores de rayos, se utilizan los llamados cables de guarda.

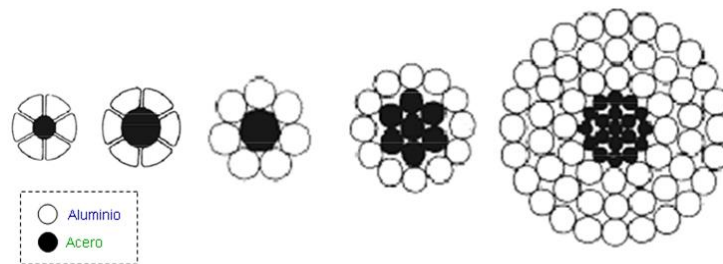


Figura 7. Disposición de los conductores de aluminio y del refuerzo de acero de un cable.

	Halcón	Cóndor	Gaviota	Cardenal
Composición: Aluminio; mm.	26×3,442	54×3,084	54×2,822	54×3,376
Acero; mm.	7×2,677	7×3,084	7×2,822	7×3,376
Secciones: Aluminio; mm ² .	241,68	402,84	337,74	483,42
Acero; mm ² .	39,42	52,26	43,81	62,64
Total; mm ² .	281,10	455,10	381,55	546,06
Sección equivalente de cu; mm ² .	152,01	253,36	212,31	304,03
Diámetro del alma de acero; mm.	8,031	9,246	8,466	10,135
Diámetro de cable; mm.	21,793	27,762	25,4	30,378
Pesos: Aluminio; Kg/Km.	666,6	1.115	934,6	1.338
Acero; Kg/Km.	308	407	342,2	488
Total; Kg/Km.	974,6	1.522	1.276,8	1.826
Carga de rotura; Kg.	8.817,8	12.950	11.135,7	15,536
Modulo de elasticidad; Kg/mm ² .	7.730	6.860	6.860	6.860
Coeficiente de dilatación por grado de temperatura	18,99×10 ⁻⁶	19,35×10 ⁻⁶	19,35×10 ⁻⁶	19,35×10 ⁻⁶
Resistencia eléctrica a 20° C; Ω/Km	0,119	0,0721	0,0851	0,0597

Tabla 1. Características mecánicas de conductores de aluminio reforzado.

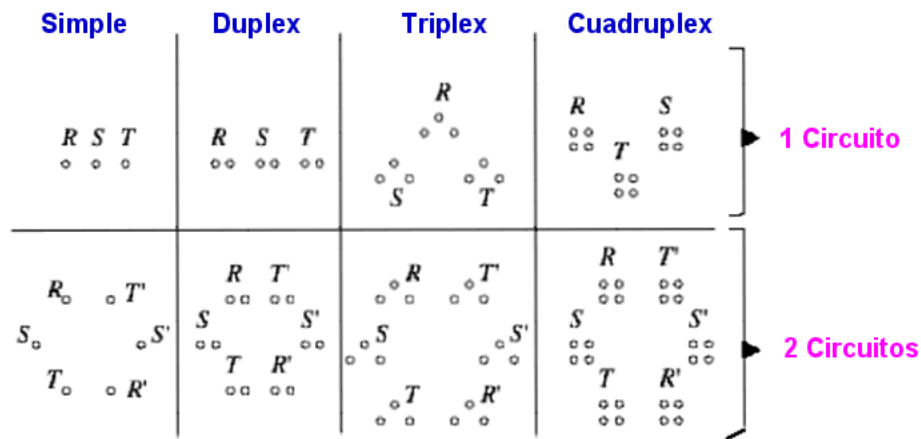


Figura 8. Fases y conductores en uno y dos circuitos.

2.1.2 Cables de guarda.

Son cables sin tensión que se colocan en la parte más alta de los apoyos, cuya función principal es la de generar un equipotencial de tierra en todo el trazado de la línea, con lo que se reduce la resistencia de tierra. Otra finalidad de los cables de guarda es la de captar y conducir los rayos a tierra.

El equipotencial de la línea reduce la posibilidad de electrocución y minimiza las tensiones de paso que puedan producirse. Sin embargo, esto supone la formación de puntos de baja resistencia eléctrica en las zonas más altas de las torres, lo cual facilita la incidencia de rayos.

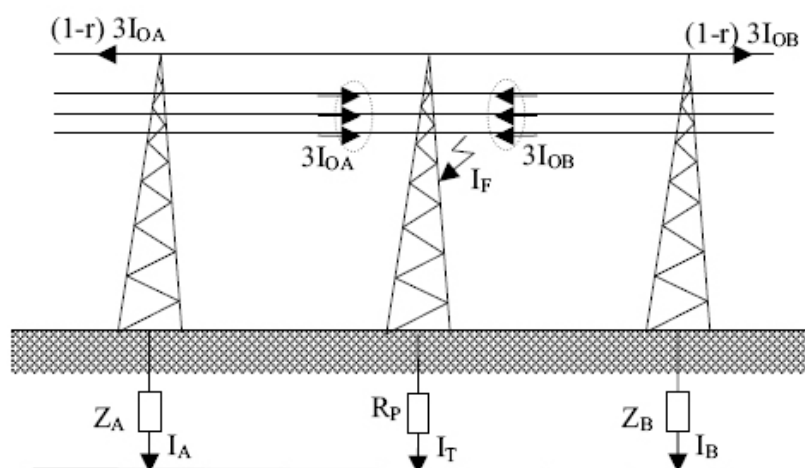


Figura 9. Tierra de referencia.

2.1.3 Aisladores.

Son los elementos que unen los conductores a los apoyos para impedir el paso de la corriente. Están compuestos por materiales dieléctricos como vidrio, porcelana o resinas epoxi. Pueden ser fijos, en cadena o especiales.

- ❖ Los aisladores fijos se unen al soporte mediante un herraje fijo e impiden el desplazamiento tras su montaje.

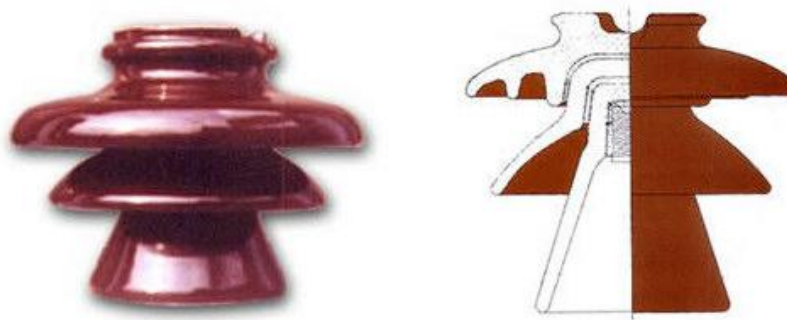


Figura 10. Aislador fijo.

- ❖ Los aisladores en cadena están constituidos por un número de elementos que varía dependiendo de la tensión de servicio, formando una cadena móvil alrededor de su punto de unión al soporte.

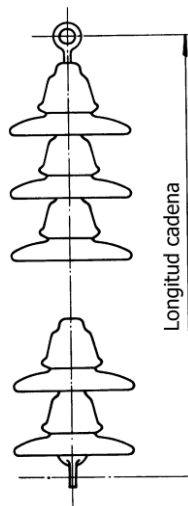


Figura 11 Aislador en cadena.

- ❖ Los aisladores especiales se utilizan en zonas de condiciones ambientales o climatológicas específicas, como zonas marítimas, corrosivas o de niebla.

2.1.4 Herrajes.

Se utilizan como puntos de amarre, uniendo el aislador al conductor y al apoyo, y como elementos auxiliares situados a lo largo de los conductores. Además, pueden desempeñar funciones eléctricas.

- ❖ Los herrajes descargadores protegen el sistema de aislamiento del arco eléctrico, forzando su producción en el aire.

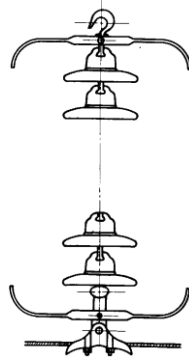


Figura 12. Herraje descargador.

- ❖ Los anillos de guarda equilibran las tensiones mecánicas soportadas por los elementos de cadena.

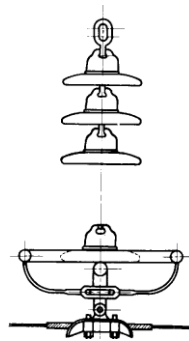


Figura 13. Esquema de un anillo de guarda.

- ❖ Los antivibradores disipan las vibraciones en los conductores ocasionadas por el viento.

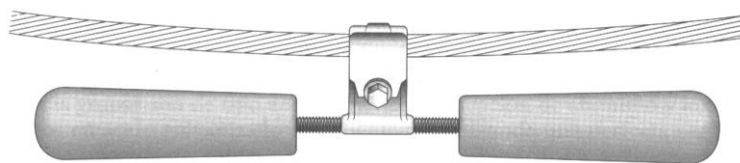


Figura 14. Amortiguador Stockbridge.

2.1.5 Apoyos.

Son los elementos utilizados para asegurar la altura suficiente a la que han de estar dispuestos los conductores. Deben estar adecuadamente distanciados entre sí.

Generalmente están constituidos por vigas de acero unidas mediante soldadura y por tornillos, formando celosías que definen estructuras fuertes y resistentes, comúnmente conocidas como torres de alta tensión. Para tensiones más bajas o entornos urbanos, suele utilizarse apoyos de menor tamaño e incluso postes de madera u hormigón.

Según la función que desempeñen los apoyos, se clasifican de la siguiente manera:

- ❖ Apoyos de alineación: soportan los conductores y cables de tierra. Se usan en las alineaciones rectas.



Figura 15. Apoyo de alineación.

- ❖ Apoyos de anclaje: proporcionan puntos firmes en la línea, impidiendo su destrucción en caso de que se rompa un conductor o apoyo.



Figura 16. Apoyo de anclaje.

- ❖ Apoyos de ángulo: sustentan los conductores y cables de tierra en los vértices o ángulos que forma la línea en su trazado.



Figura 17. Apoyo de ángulo.

- ❖ Apoyos de fin de línea: soportan las tensiones mecánicas producidas por la línea, siendo los que con mayor resistencia se diseñan.



Figura 18. Apoyo de fin de línea.

- ❖ Apoyos especiales: utilizados en situaciones especiales como cruces con ferrocarril, vías fluviales, líneas de telecomunicación o bifurcaciones.



Figura 19. Apoyo especial.

2.2 Instalación de la línea.

La instalación de una línea aérea de alta tensión puede realizarse paralelamente a la de la estación eléctrica. En primer lugar se requiere la verificación de los puntos del terreno donde vayan a situarse las torres.

Una vez que se haya verificado que las condiciones del terreno son las adecuadas, se procederá a la excavación del terreno y se construirá la cimentación.

Se empotra las torres a la cimentación y se colocan los aisladores. Las torres se conectan a tierra después del tendido de los conductores, tras lo cual se mide la resistencia de la tierra. En caso de no ser la adecuada se debe compensar con picas.

Generalmente estas etapas se ejecutan en el siguiente orden: [3]

1. Verificación de apoyos, marcado del terreno, limpieza y acondicionamiento de la subestación.
2. Excavación, cimentación y colocación de las torres.
3. Instalación de los aisladores y de los cables de tierra
4. Tendido de los conductores.
5. Conexión de las torres a tierra.
6. Medición de la puesta y de la resistencia de tierra y conexión entre conductores.
7. Energización del transformador.

A continuación se detalla información relevante al montaje de las torres. [3]

2.2.1 Verificación y excavación del terreno.

Para la memoria de cálculo de la cimentación, se necesita los resultados de la mecánica de suelo del área donde sea instalada la torre, con el objeto de efectuar los cálculos más realistas posibles y de acuerdo a las características del terreno.

Dado que la resistencia y la rigidez del terreno son, salvo casos concretos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación debe poseer un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los montantes. Esto conduce a que los cimientos sean en general piezas de volumen muy elevado respecto al volumen de las piezas de la estructura.

Las características del suelo que deben ser objeto de estudio son la resistencia, las tensiones admisibles, el tipo de terreno, etc.

El tipo de excavación y su profundidad, ligados a la cimentación, depende de la geometría de la base de la torre, distinguiéndose principalmente dos configuraciones:

- ❖ Para las torres sin patas, cuyo peso se reparte a lo largo de la longitud de las vigas de la base, se realiza una única excavación para albergar la cimentación.

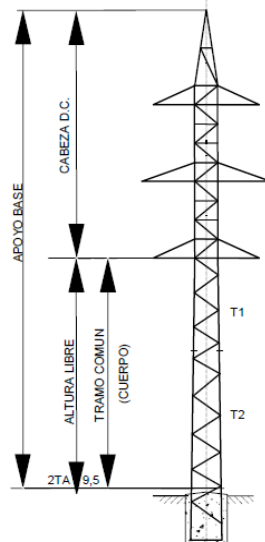


Figura 20. Cimentación para torres sin patas.

- ❖ Para las torres con patas, cuyo peso se transmite a la cimentación puntualmente por medio de los extremos de un número determinado de vigas, se realiza una excavación para cada pata y sólo éstas son cubiertas por el hormigón.

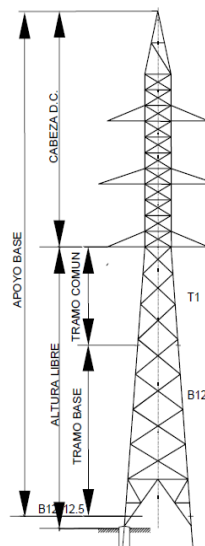


Figura 21. Cimentación para torres con patas.

2.2.2 Montaje de las torres.

Para los casos de baja o media tensión, los postes de madera u hormigón se entregan normalmente de una pieza y son levantados en el sitio, aplicándose también a los mástiles de acero. Por su parte, las estructuras metálicas de celosía utilizadas para las líneas de alta tensión se transportan al lugar de la obra sin haber sido ensambladas previamente, y requieren ser montadas tramo a tramo utilizando grúas y atornillando las vigas. La alternativa es montarlas en su totalidad en horizontal y después levantarlas con la grúa, aunque no es recomendable si la longitud de la torre es elevada. Para las zonas de difícil acceso, como montañas, se puede utilizar helicópteros.

Cuando la grúa o el helicóptero levanta y sitúa el tramo de la torre correspondiente, en cada punto en el que deba realizarse el atornillado debe haber al menos uno o dos operarios, que siendo los encargados de realizarlo. Debe tomarse las medidas de seguridad necesarias para evitar cualquier tipo de accidente.

Si están en buenas condiciones, las torres pueden ser desmontadas para ubicarse en otros puntos.



Figura 22. Montaje de una torre de alta tensión utilizando grúas.

2.2.3 Mantenimiento y revisión de las torres.

La integridad de las líneas aéreas se comprueba periódicamente para asegurarse de que están en perfecto estado, evitando cualquier tipo de riesgo.

Las tareas de mantenimiento realizadas sobre las torres implica las siguientes revisiones: [4]

1. Comprobar la verticalidad de la torre analizando la existencia de factores que puedan provocar sobreesfuerzos, aceptándose la inclinación siempre y cuando no exista riesgo de que vuelque y siga sujetando los cables.
2. Comprobar si falta alguno de los perfiles y si están deformados.
3. Determinar si existen zonas oxidadas.
4. Comprobar los puntos de fijación de las riostras.
5. Comprobar si las alas presentan deformaciones y si sus elementos de unión están en mal estado.
6. En caso de que la torre cuente con sistema antiescalo, comprobar su estado.
7. Comprobar si existen nidos en la torre y valorar la posibilidad de que se pueda dañar la línea.

Capítulo 3

Análisis estructural de una torre de alta tensión.

3.1 Acciones sobre la torre.

Como se verá en el apartado 4, “Resultados”, del Presente Proyecto Fin de Carrera, las acciones sobre la torre se clasifican en función del tipo de esfuerzo que originan, utilizándose comúnmente la siguiente nomenclatura:

- ❖ Carga vertical: aquella que actúa sobre el eje que contiene la fuerza de la gravedad y la altura principal de la estructura.
- ❖ Carga longitudinal: aquella que actúa paralelamente a los cables de la línea.
- ❖ Carga transversal: aquella que actúa perpendicularmente a los cables de la línea.

De acuerdo a ello, las acciones que se debe considerar en el diseño de una torre de alta tensión son:

- ❖ Peso propio: tanto el de la torre como el de los conductores, cables de guarda, aisladores y herrajes. Genera esfuerzos verticales.
- ❖ Sobrecarga de hielo: genera esfuerzos verticales. Debido a que la longitud de los vanos suele ser elevada, no se considera la acumulación de hielo sobre la torre, al ser bastante menor que los manguitos sobre los conductores/cables de guarda.
- ❖ Fuerza del viento: genera esfuerzos longitudinales y transversales, aunque a efectos prácticos no se suele considerar los primeros por contener los cables.
- ❖ Desequilibrio de tracciones: genera esfuerzos verticales, longitudinales y transversales, aunque no se considera para todos los tipos de torres. Tiene lugar cuando las tensiones de los vanos se descompensan, y ocurre por ejemplo cuando el hielo se acumula más en un vano que en otro.
- ❖ Rotura de cables: como sucede con el desequilibrio de tracciones, genera los tres tipos de esfuerzos.

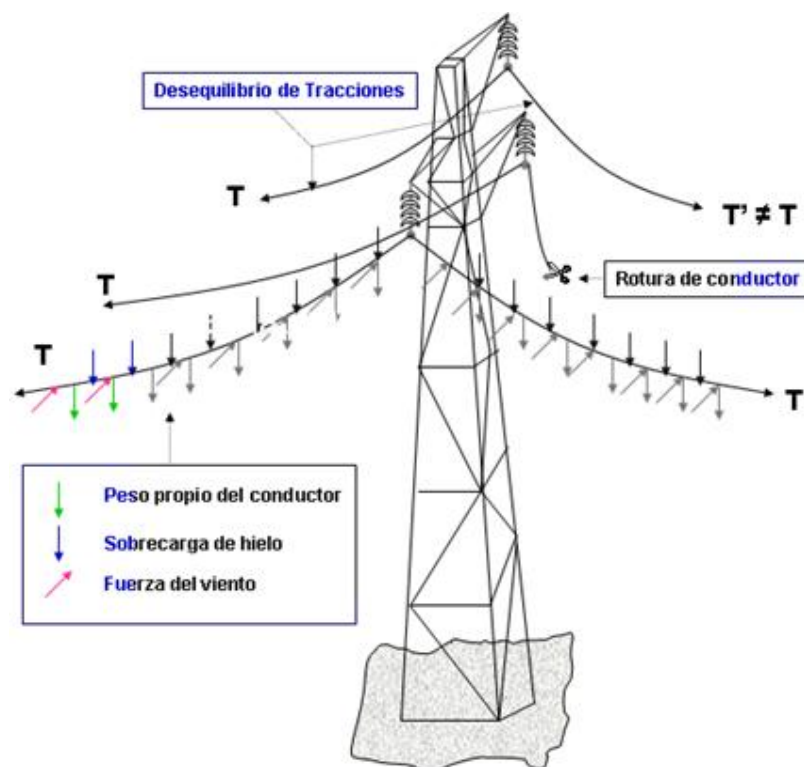


Figura 23. Cargas estáticas sobre una torre de alta tensión.

En este Proyecto Fin de Carrera se ha considerado como cargas estáticas el peso propio, la sobrecarga de hielo, la fuerza del viento y la rotura de un conductor; y la acción sísmica como carga dinámica, siendo descrita a continuación en términos generales.

3.2 La acción sísmica.

3.2.1 Introducción.

La sismología trata, en la medida de lo posible, de cuantificar un fenómeno que a priori es muy difícil de teorizar. El principal problema al que debe hacer frente es, más allá de la medición de los temblores, la aleatoriedad con la que suceden. De hecho, a pesar de todos los avances con los que cuenta la humanidad actualmente, las previsiones de la ocurrencia de los terremotos todavía están lejos de realizarse con la suficiente antelación. Por ejemplo, asumiendo el caso de que en una determinada zona se produce un terremoto cada cincuenta años, la tecnología actual podría detectarlo tan sólo diez minutos antes de producirse. Como consecuencia, los terremotos siempre cogen desprevenida a la población, sin dar tiempo a ejecutar evacuaciones y causando, en el peor de los casos, miles de muertos.

Si a día de hoy no es posible la previsión con suficiente antelación de que vaya a ocurrir un terremoto, entonces el factor que se debe optimizar es el de la seguridad frente sismos. Antes de realizar el análisis estructural de la torre de alta tensión, mediante este capítulo se pretende abordar los conceptos básicos referentes a la sismología, sin los cuales no sería posible entender la naturaleza del fenómeno del sismo.

3.2.2 Descripción del fenómeno del sismo.

Los sismos se producen como consecuencia de la liberación energética que tiene lugar cuando un mismo plano del terreno experimenta fractura por cizalla. [5]

Para entender con exactitud esta definición, es necesario explicar lo que es la fractura por cizallamiento. Se trata de un caso concreto de desprendimiento de uno de los lados respecto al otro de una superficie o zona delgada. Genéricamente, a este tipo de situaciones, en las que un lado se hunde respecto al otro, se las conoce como fallas, siendo las de fractura por cizalla aquellas en las que el desprendimiento es originado por la aparición de un par de fuerzas paralelas pero que actúan en sentido opuesto.

En el caso de la formación de los sismos, la existencia de una diferencia de densidad a lo largo de la superficie puede propiciar la cizalla de la misma. El desplazamiento de una zona sobre otra libera una enorme cantidad de energía cinética, que se propaga a

través del medio (sólido o líquido) hasta alcanzar la superficie y producir los consecuentes daños característicos.

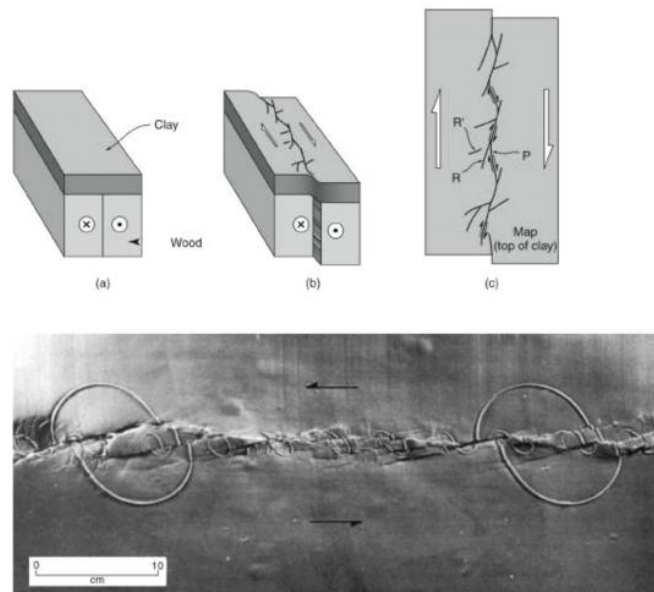


Figura 24. Falla de fractura por cizalla.

3.2.3 Conceptos sismológicos generales.

A continuación se describe brevemente algunos de los conceptos más comunes en sismología: [5]

- ❖ Hora origen: dato horario utilizado para registrar la ocurrencia de un sismo.
- ❖ Hipocentro: punto donde se produce la liberación de energía sísmica. Su proyección sobre la superficie es el epicentro, midiéndose generalmente en grados, minutos y décimas. Su determinación es muy importante para minimizar los daños.

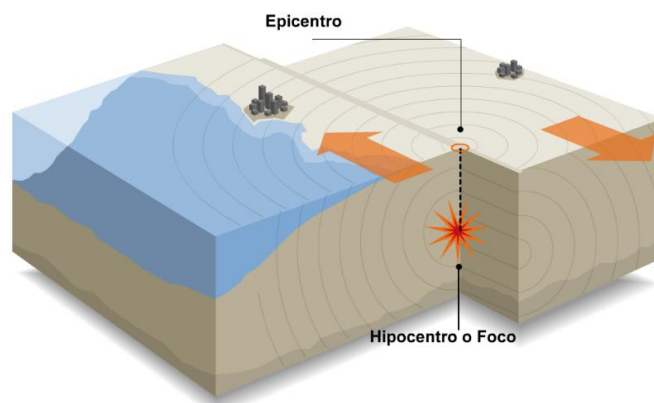


Figura 25. Hipocentro y epicentro de un sismo.

- ❖ Intensidad: denotada por I_{MM} , es la forma y gravedad en la afecta un sismo a las personas e infraestructuras, tratándose de una medida cualitativa. La escala de intensidad más famosa es la desarrollada por Mercalli en 1902.

I_{MM}	DEFINICIÓN
I	Detectado sólo por instrumentos.
II	Sentido por personas en reposo.
III	Sentido por personas dentro de un edificio.
IV	Se siente fuera del edificio.
V	Es notado por todos. Los objetos inestables se caen.
VI	Las personas andan con dificultad. Las ventanas y objetos de vidrio se quiebran. Las estructuras con mampostería débil se agrietan.
VII	Daños moderados en estructuras bien diseñadas y daños severos en malas construcciones.
VIII	Daños ligeros en estructuras bien diseñadas, considerables en regulares y severos en las mal diseñadas.
IX	Pánico general. Las estructuras con diseño sismo resistente son seriamente dañadas. Daño en los cimientos.
X	Destrucción grande en edificios bien contruidos. Grandes deslizamientos del terreno.
XI	Casi nada queda en pie. Fisuras en el piso. Tuberías subterráneas fuera de servicio.
XII	Destrucción casi total. Catástrofe. Grandes masas de roca desplazadas.

Tabla 2. Escala de intensidad Mercalli Modificada.[6]

- ❖ Magnitud: medida de la energía liberada por un sismo. La escala más famosa es la escala de Richter, desarrollada en 1935, aunque tiene el inconveniente de saturarse y de dar el mismo valor energético para grandes terremotos. Por ello, en la actualidad es más común utilizar la escala de magnitud de momento (M_W), desarrollada en 1979 por Hiroo Kanamari y por Thomas C. Hanks. La relevancia de un sismo depende tanto de la magnitud como de la intensidad. Las expresiones utilizadas por la escala de Richter y por la escala de momento son, respectivamente:

$$M_L = \log(A) + 3\log(8\Delta t - 2,92)$$

$$M_W = \frac{2}{3} \left(\log_{10} \frac{M_0}{N \cdot M} - 9,1 \right)$$

A denota la amplitud máxima de las ondas S y Δt el intervalo de tiempo que hay desde que se registra la primera onda P hasta que se registra la primera onda S. Más adelante se describe los tipos de ondas sísmicas. En la segunda ecuación, M_0 denota el momento sísmico, siendo $M_0 = \mu \times A \times u$, donde μ es el módulo de deformación de las rocas involucradas en el terremoto, A es el área de ruptura a lo largo de la falla geológica y u es el desplazamiento promedio de A.

Magnitud Richter	Equivalencia de la energía TNT	Referencias
-1,5	1 g	Rotura de una roca en una mesa de laboratorio
1,0	170 g	Pequeña explosión en un sitio de construcción
1,5	910 g	Bomba convencional de la II Guerra Mundial
2,0	6 kg	Explosión de un tanque de gas
2,5	29 kg	Bombardeo a la ciudad de Londres
3,0	181 kg	Explosión de una planta de gas
3,5	455 kg	Explosión de una mina
4,0	6 t	Bomba atómica de baja potencia.
5,0	199 t	Terremoto en Albolote (Granada, España; 1956)
5,5	500 t	Terremoto en Bogotá (El Calvario, Meta, Colombia; 2008); Terremoto de Caracas 1967 (Distrito Capital, Venezuela, 1967)
6,0	1.270 t	Terremoto de Double Spring Flat, Nevada (Estados Unidos), 1994
6,2	1.312 t	Terremoto de Managua, (Nicaragua), 1972;
6,4	6.270 t	Sismo de Venezuela 2009 (Costas Venezolanas a 28 Km al noreste de Morón (Estado Carabobo))
6,5	31.550 t	Terremoto de Northridge (California, Estados Unidos, 1994);
7,0	199.000 t	Terremoto de Hyogo-Ken Nanbu (Japón, 1995)
7,1	250.000 t	Terremoto de Honduras de 2009 (Honduras, 2009)
7,3	400.000 t	Terremoto de Veracruz de 1973 (México, 1973)
7,5	750.000 t	Terremoto de Santiago (Chile, 1985)
7,6	800.000 t	Terremoto de Guatemala (Guatemala, 1976)
7,7	850.000 t	Categoría Terremoto de Pisco (Perú, 2007)
7,8	1.250.000 t	Terremoto de Sichuan (China, 2008)
8,1	6.270.000 t	Terremoto de México (Costa de Michoacán, México; 1985)
8,5	31,55 millones de t	Terremoto de Anchorage (Alaska, Estados Unidos; 1964)
9,2	220 millones de t	Terremoto del Océano Índico de 2004
9,6	260 millones de t	Terremoto de Valdivia (Chile, 1960)
10,0	6.300 millones de t	Estimado para el choque de un meteorito rocoso de 2 km de diámetro que impacte a 25 km/s
12,0	1 billón de t	Fractura de la Tierra por el centro Cantidad de energía solar recibida diariamente en la Tierra

Tabla 3. Comparación energética entre magnitud sísmica y masas de trinitrotolueno. [7]

- ❖ Amortiguación: capacidad de un sistema de disipar energía cinética en procesos oscilatorios.
- ❖ Resonancia: aumento progresivo de las amplitudes de un sistema al ser excitado por una carga variable con una frecuencia igual a la frecuencia natural del sistema, definida por $\omega = (K/m)^{1/2}$, donde K denota la rigidez y m la masa.
- ❖ Modo de vibración: deformada para una determinada frecuencia natural en un sistema.

3.2.4 Propagación de las ondas sísmicas.

Las ondas sísmicas se originan en el hipocentro como consecuencia de que al producirse la rotura de la falla, se libera una cierta cantidad de gases acumulados que acaba explotando. Las ondas se propagan en todas direcciones en forma esférica, hasta alcanzar la superficie.

Existen tres tipos de ondas sísmicas: [8]

- ❖ Ondas P. Se mueven en virtud de la compresión y expansión alternativa del medio que atraviesan, que puede ser sólido, líquido o magmático y pudiendo atravesar por consiguiente el manto y el núcleo de la Tierra. Su velocidad de propagación varía de los 8 a los 12 km/s.

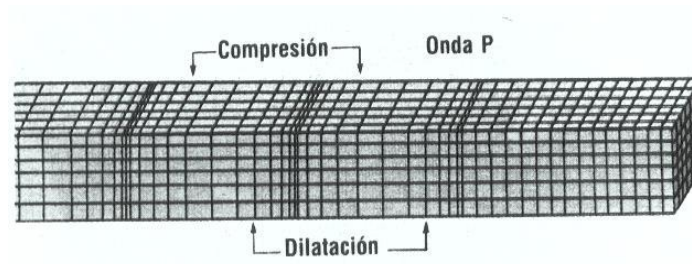


Figura 26. Propagación de las ondas P.

- ❖ Ondas S. Se propagan con movimientos serpenteantes de forma transversal y perpendicular a la dirección de propagación. Su velocidad es de 4 a 8 km/s.

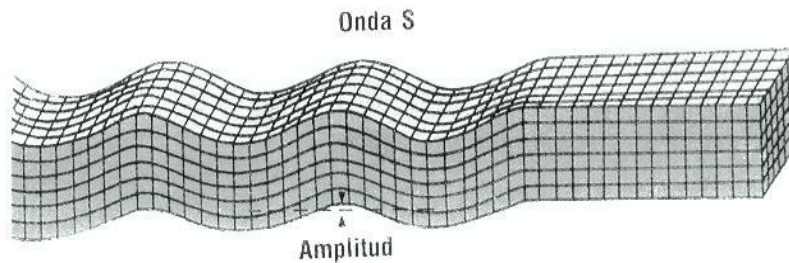


Figura 27. Propagación de las ondas S.

- ❖ Ondas L. Se propagan únicamente por la superficie, describiendo períodos largos a velocidades de 3,5 km/s. Son las responsables de producir los desplazamientos en la superficie. Se subdividen en las ondas de Rayleigh, que producen en las partículas afectadas movimientos elípticos sobre planos verticales en sentido opuesto a la dirección de propagación; y en las ondas de Love, cuyo movimiento es horizontal y perpendicular a la dirección de propagación, produciendo dislocaciones en las masas que atraviesan debido a la compresión y tracción alternativa.

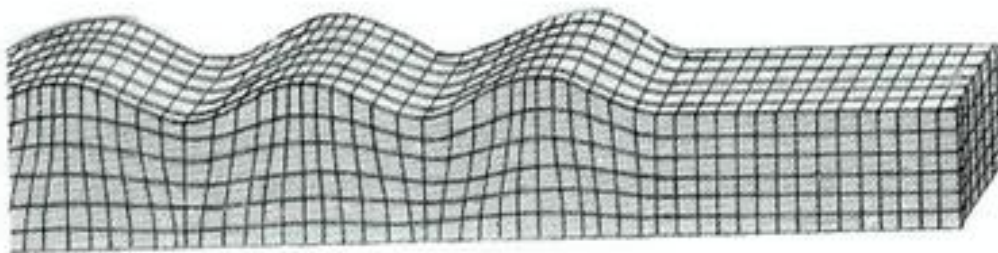


Figura 28. Propagación de las ondas de Rayleigh.

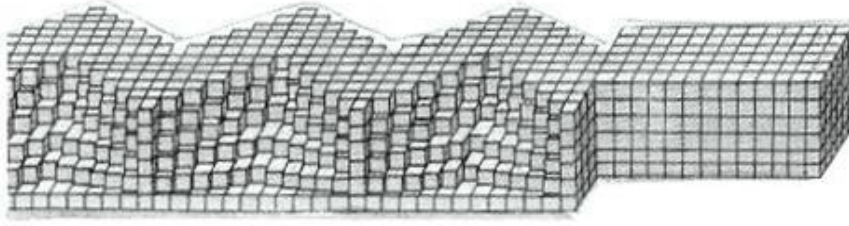


Figura 29. Propagación de las ondas de Love.

3.2.5 El sismógrafo.

Es el instrumento utilizado para detectar y medir las ondas sísmicas en caso de que se produzca un sismo [9]. Su funcionamiento se basa en las distintas velocidades con las que se propagan las ondas sísmicas, registrando en primer lugar las ondas P por ser las más rápidas; y en el principio de inercia de los cuerpos, mediante el cual puede ser medido el movimiento del suelo respecto una masa suspendida por un elemento que le permita permanecer en reposo por unos instantes.

Normalmente, la masa está suspendida por medio de un resorte atado a un soporte acoplado al suelo. Cuando la masa sale del reposo como consecuencia del sismo, tiende a oscilar, pero como ello no refleja el verdadero movimiento del suelo, es necesario amortiguar su movimiento. En la actualidad se consigue utilizando bobinas o imanes para ejercer las fuerzas necesarias.

Para la obtención del sismograma, sobre la masa se adhiere cualquier elemento que pueda inscribir sobre papel (pegado normalmente sobre un cilindro giratorio) su movimiento realizado, aunque de esta manera se consigue registrar únicamente la componente vertical del movimiento del suelo (sismógrafo vertical). Para medir los movimientos horizontales se necesita dos péndulos horizontales, uno de ellos orientados en la dirección norte-sur y el otro en la este-oeste.

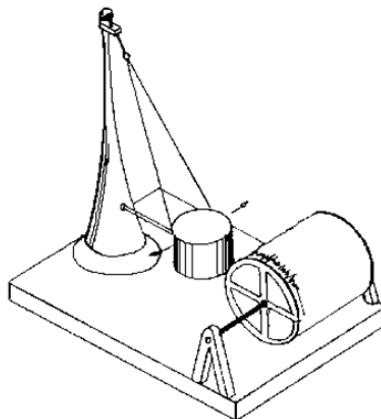


Figura 30. Sismógrafo horizontal.

Adicionalmente, los sismógrafos constan de sistemas electrónicos amplificadores para producir registros inteligibles a simple vista. Actualmente existen sismógrafos que detectan el movimiento de la masa electrónicamente y lo digitalizan para ser almacenado.

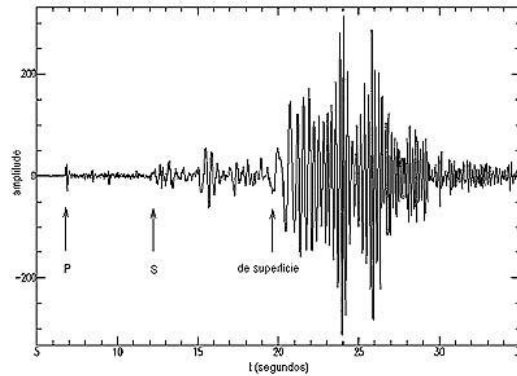


Figura 31. Sismograma.

3.2.6 Caracterización sísmica mediante espectros de respuesta del terreno.

Para poder realizar análisis sísmicos, es necesario caracterizar los terremotos más allá de su magnitud e intensidad. La forma más común de hacerlo es mediante los espectros de respuesta, tratándose de caracterizaciones experimentales del comportamiento cinemático del terreno ante la ocurrencia de un sismo de una determinada magnitud. Conociendo la frecuencia propia de varios osciladores distintos, en el momento en que se produce un terremoto se mide sus variables cinemáticas (aceleración o velocidad de los osciladores) para relacionarlas con sus frecuencias naturales y se normaliza los resultados a través de una envolvente para obtener una gráfica en cuyos puntos se atribuye al dominio de frecuencias estudiado la respuesta la respuesta del terreno. Esta gráfica es la que se conoce como espectro de respuesta del terreno.

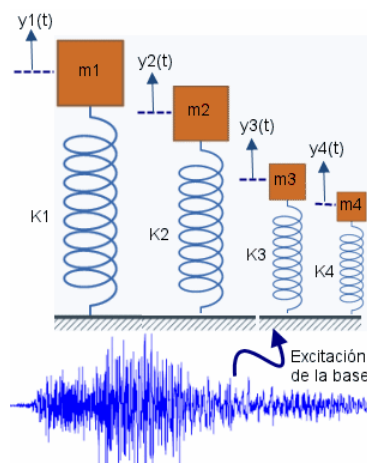


Figura 32. Espectro de respuesta.

3.3 Normativa.

A continuación se lista la normativa consultada para la realización del análisis estructural.

- ❖ Para determinar las cargas e hipótesis estáticas: *Instrucción Técnica Complementaria: líneas aéreas con conductores desnudos (ITC-LAT 07)*.
Adicionalmente, el valor de los coeficientes de seguridad para el límite de fluencia y para el cálculo de uniones atornilladas se ha tomado según esta ITC.
- ❖ Para la obtención de los espectros de respuesta del terreno: *Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02)*.
- ❖ Para la verificación ELU: *Código Técnico de la Edificación: SE-AE*.

3.4 Métodos de análisis.

3.4.1 Modelos utilizados.

3.4.1.1 Modelo de celosías.

Corresponde a una torre de alta tensión de 47,5 m de longitud, con dos pares de alas y con un único vértice superior para el cable de guarda. Las alas inferiores miden 12,25 m cada una y las superiores 8,2 m. La longitud media de cada viga es de 2 m y el material empleado es acero estructural S355JO, con las siguientes características:

- ❖ Módulo de elasticidad: $E = 210 \text{ Gpa}$
- ❖ Límite elástico: $L_E = 355 \text{ Mpa}$
- ❖ Tensión máxima admisible: $\sigma_{\max} = 470 \text{ Mpa}$
- ❖ Módulo de rigidez: $G = 81 \text{ Gpa}$
- ❖ Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$
- ❖ Densidad: $\rho = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
- ❖ Factor de amortiguamiento: $\xi = 0,05$
- ❖ Las vigas tienen unos perfiles de partida de 100x100x8 mm.

El modelo se ha realizado mediante unión de puntos para definir las vigas. El tipo de elemento empleado es beam4. En el mallado, se ha dividido cada viga en tres elementos, y el empotramiento se ha realizado puntualmente en cada pata.

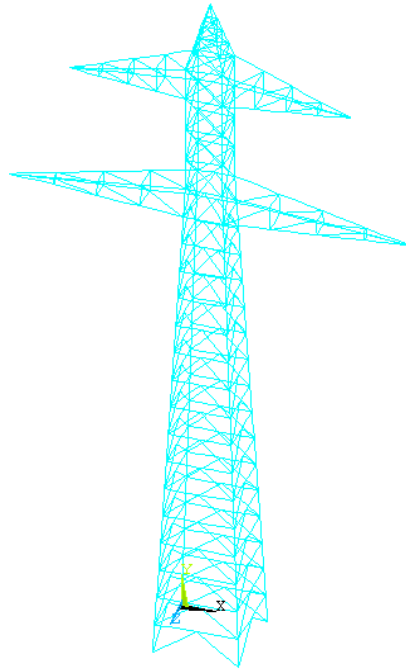


Figura 33. Perspectiva del modelo de celosías de la torre.

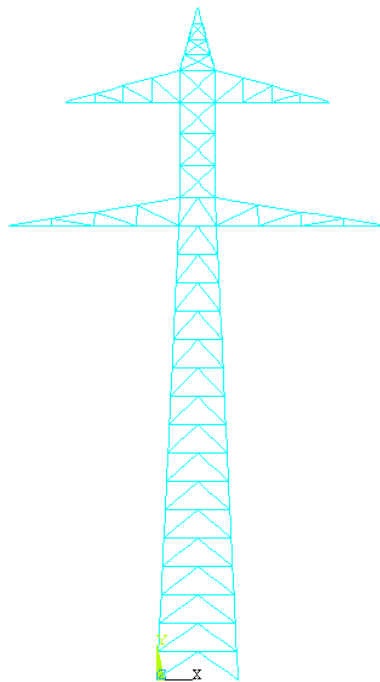


Figura 34. Alzado del modelo de celosías de la torre.

En el análisis estático se ha considerado los cables como cargas puntuales, pero dado que ANSYS no considera cargas estáticas en los análisis modales, para reflejar la influencia de los cables sobre la torre éstos han sido modelados por medio de barras con módulos de elasticidad tales que la rigidez axial sea la misma que la de los cables. La masa de los cables se ha concentrado en un cubo de 1 cm^3 situado en cada extremo del ala.

La longitud de los cables del modelo es de 10 m, y para que sus rigideces tengan influencia es necesario impedir en sus extremos el movimiento longitudinal.

$$\rho'_{\text{cond}} = 913 * 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\rho'_{\text{guard}} = 205 * 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

Los cálculos empleados para obtener las rigideces del modelo de los cables son, suponiendo conductores tipo cardenal:

$$K_{\text{cond}} = \frac{E_{\text{cond}} * A_{\text{cond}}}{L} = \frac{6860 * 9,81 * 546,06}{500} = 73,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$K_{\text{cond}} = K'_{\text{cond}} = \frac{E'_{\text{cond}} * A_{\text{cond}}}{L'}$$

$$E'_{\text{cond}} = \frac{L' * K'_{\text{cond}}}{A_{\text{cond}}} = \frac{10 * 73500}{546,06 * 10^{-6}} = 1,35 \text{ GPa}$$

$$K_{\text{guard}} = \frac{E_{\text{guard}} * A_{\text{guard}}}{L} = \frac{210 * 10^9 * \pi * 0,004^2}{500} = 21,1 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$K_{\text{guard}} = K'_{\text{guard}} = \frac{E'_{\text{guard}} * A_{\text{guard}}}{L'}$$

$$E'_{\text{guard}} = \frac{L' * K'_{\text{guard}}}{A_{\text{guard}}} = \frac{10 * 21100}{\pi * 0,004^2} = 4,2 \text{ GPa}$$

	Halcón	Cóndor	Gaviota	Cardenal
Composición: Aluminio; mm.	26×3,442	54×3,084	54×2,822	54×3,376
Acero; mm.	7×2,677	7×3,084	7×2,822	7×3,376
Secciones: Aluminio; mm ² .	241,68	402,84	337,74	483,42
Acero; mm ² .	39,42	52,26	43,81	62,64
Total; mm ² .	281,10	455,10	381,55	546,06
Sección equivalente de cu; mm ² .	152,01	253,36	212,31	304,03
Diámetro del alma de acero; mm.	8,031	9,246	8,466	10,135
Diámetro de cable; mm.	21,793	27,762	25,4	30,378
Pesos: Aluminio; Kg/Km.	666,6	1.115	934,6	1.338
Acero; Kg/Km.	308	407	342,2	488
Total; Kg/Km.	974,6	1.522	1.276,8	1.826
Carga de rotura; Kg.	8.817,8	12.950	11.135,7	15.536
Modulo de elasticidad; Kg/mm ² .	7.730	6.860	6.860	6.860
Coefficiente de dilatación por grado de temperatura	18,99×10 ⁻⁶	19,35×10 ⁻⁶	19,35×10 ⁻⁶	19,35×10 ⁻⁶
Resistencia eléctrica a 20° C; Ω/Km	0,119	0,0721	0,0851	0,0597

Tabla 1. Características mecánicas de conductores de aluminio reforzado.

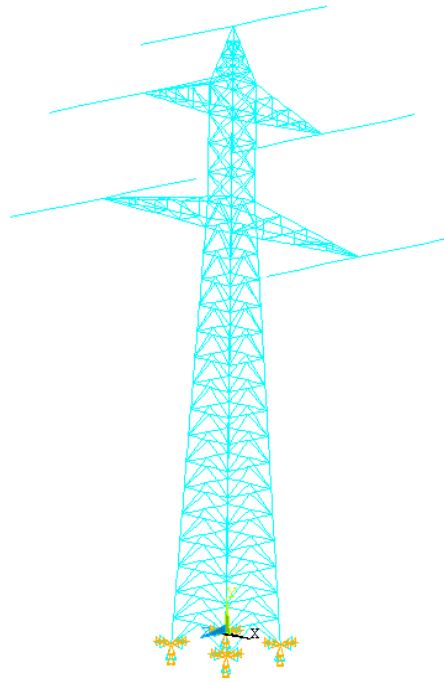


Figura 35. Modelo de celosías de la torre con cables.

3.4.1.2 Modelo simplificado.

Tomando las medidas principales del modelo anterior, se ha definido un modelo esquemático utilizado para determinar el diagrama de momentos flectores en el análisis estático, como paso previo a la ponderación de las cargas.

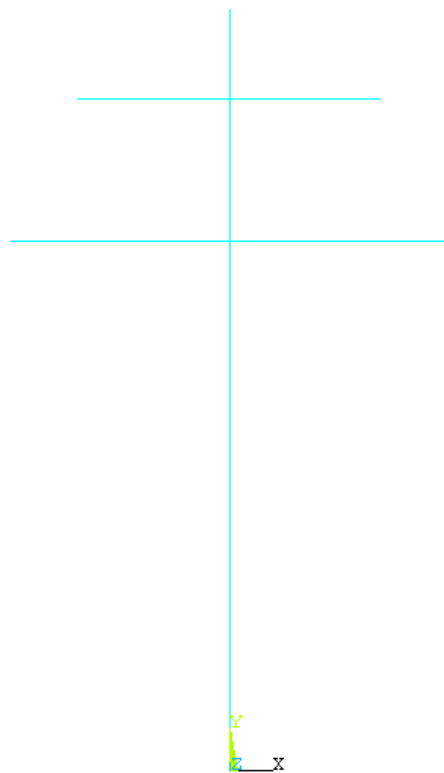


Figura 36. Modelo simplificado de la torre de alta tensión.

3.4.1.3 Modelo de masas concentradas de la línea eléctrica.

Mediante este modelo se pretende determinar si los resultados modales obtenidos para el modelo de celosías son extrapolables a una línea eléctrica compuesta por tres torres de alta tensión. En caso afirmativo, se espera que los modos de vibración y frecuencias naturales sean similares.

Los parámetros necesarios para este modelo se obtienen a partir del primero, obteniendo las rigideces por medio de la aplicación de cargas unitarias y utilizando la información suministrada por ANSYS. Los tipos de elemento usados son beam4, combin14 (resorte) y mass21 (masa puntual con 6 GDL).

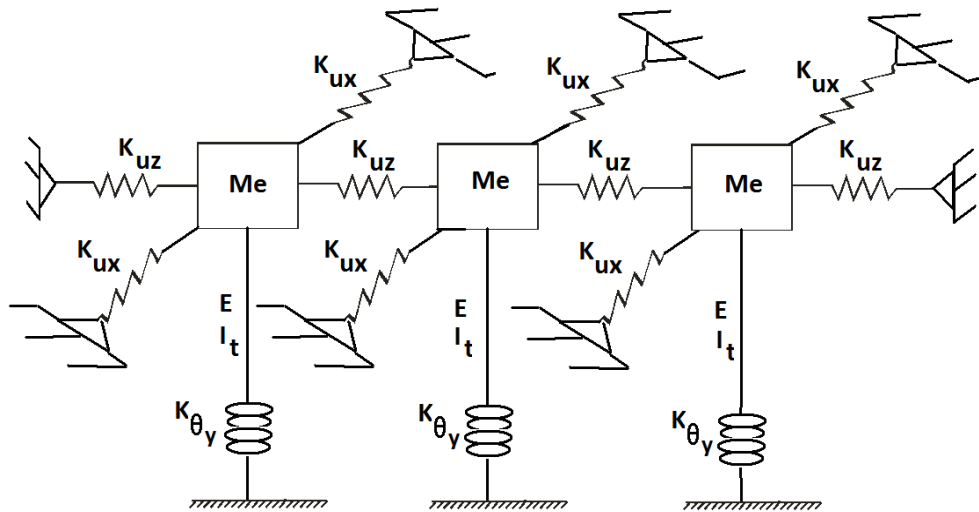


Figura 37. Modelo de masas concentradas de una línea eléctrica.

3.4.2 Análisis estático.

Las acciones consideradas en el análisis estático han sido las permanentes, la sobrecarga del hielo, la incidencia del viento y la rotura de un conductor, realizándolo en primer lugar al modelo simplificado para obtener el diagrama de flectores, como se ha mencionado con anterioridad. En este caso no importa las propiedades del material, dado que las leyes de esfuerzos dependen únicamente de la geometría y de las cargas.

Ponderadas las cargas, se ha realizado el análisis estático al modelo de celosías de la torre, definiendo el peso propio de la torre por medio del volumen, la densidad y el valor de la fuerza de gravedad, $9,81 \text{ m/s}^2$. En cuanto a los cables, al tratarse del análisis estático no es necesario modelar su masa, sino que directamente se ha considerado como cargas puntuales en los extremos de las alas, sumando el valor del peso del hielo sobre los cables. La fuerza del viento se ha discretizado partiendo de un perfil obtenido suponiendo que el incremento de la fuerza del viento es lineal respecto la altura.

3.4.3 Análisis modal.

El análisis modal se ha aplicado a los siguientes modelos y en el siguiente orden:

1. Modelo de celosías con cables.
2. Modelo de celosías sin cables, para determinar la influencia modal de los conductores y del cable de guarda.
3. Modelo de masas concentradas, para verificar si se puede extrapolar los resultados obtenidos en el modelo de celosías (para la torre con cables) a una línea eléctrica.

El método que se ha utilizado para llevar a cabo los análisis modales es el de Block Lanczos, el cual se caracteriza en que converge los resultados rápidamente. [10]

3.4.4 Análisis espectral.

El análisis espectral se ha realizado para el modelo de celosías de la torre con cables, considerando un factor de amortiguamiento del 5%.

El tipo de análisis espectral ejecutado es “multipunto”, introduciendo en cada pata tres espectros frecuencia-aceleración, correspondientes a las tres direcciones espaciales. La combinación de los modos se ha realizado por suma cuadrática.

3.4.5 Herramienta de trabajo.

Aprovechando la potencia de cálculo que ofrecen los ordenadores, tanto el análisis estático como el análisis dinámico se ha realizado utilizando ANSYS, un programa basado en el método de elementos finitos.

Capítulo 4

Resultados.

4.1 Análisis estático.

Se ha realizado las hipótesis de cálculo y la determinación de las cargas de acuerdo al apartado 3, “CÁLCULOS MECÁNICOS”, de la normativa ITC-LAT-07. La combinación de las cargas y la verificación ELU se ha realizado de acuerdo al CTE SE-AE, tomando los coeficientes de seguridad especificados por la ITC-LAT-07.

4.1.1 Hipótesis de cálculo.

Se ha considerado la 4ª hipótesis de cálculo correspondientes a una torre de anclaje de categoría especial (según ITC-LAT-07) situada en zonas B o C. La rotura de los cables es la situación más desfavorable no sólo para la torre en la que se produzca la rotura sino para toda la línea eléctrica, como consecuencia de la propagación del impulso.

TIPO DE APOYO	TIPO DE ESFUERZO	1ª HIPÓTESIS (Viento)	2ª HIPÓTESIS		3ª HIPÓTESIS (Desequilibrio de tracciones)	4ª HIPÓTESIS (Rotura de conductores)
			(Hielo)	(Hielo+Viento)		
Anclaje de Alineación o Anclaje de Ángulo	V	Cargas permanentes (apdo. 3.1.1) considerando los conductores y cables de tierra sometidos a una sobrecarga de viento (apdo. 3.1.2) correspondiente a una velocidad mínima de 120 ó 140 km/h según la categoría de la línea.	Cargas permanentes (apdo. 3.1.1) considerando los conductores y cables de tierra sometidos a la sobrecarga de hielo mínima (apdo. 3.1.3).	Cargas permanentes (apdo. 3.1.1) considerando los conductores y cables de tierra sometidos a la sobrecarga de hielo mínima (apdo. 3.1.3) y a una sobrecarga de viento mínima correspondiente a 60 km/h (apdo. 3.1.2).	Cargas permanentes (apdo. 3.1.1) considerando los conductores y cables de tierra sometidos a la sobrecarga de hielo mínima (apdo. 3.1.3). Para las líneas de categoría especial, además de la sobrecarga de hielo, se considerarán los conductores y cables de tierra sometidos a una sobrecarga de viento mínima correspondiente a 60 km/h (apdo. 3.1.2).	
	T	Esfuerzo del viento (apdo. 3.1.2) correspondiente a una velocidad mínima de 120 ó 140 km/h según la categoría de la línea, sobre: - Conductores y cables de tierra. - Apoyo. SÓLO ÁNGULO: Resultante de ángulo (apdo. 3.1.6.)	ALINEACIÓN: No se aplica. ÁNGULO: Resultante de ángulo (apdo. 3.1.6.).	Esfuerzo del viento (apdo. 3.1.2) para una velocidad mínima de 60 km/h y sobrecarga de hielo (apdo. 3.1.3) sobre: - Conductores y cables de tierra. - Apoyo. SÓLO ÁNGULO: Resultante de ángulo (apdo. 3.1.6.).	ALINEACIÓN: No se aplica. ÁNGULO: Resultante de ángulo (apdo. 3.1.6.).	
	L	No aplica.			Desequilibrio de tracciones (apdo. 3.1.4.3)	Rotura de conductores y cables de tierra (apdo. 3.1.5.3.)

Tabla 4. Hipótesis de cálculo para el análisis estático.

Aunque V, T y L denotan respectivamente esfuerzo vertical, esfuerzo transversal y esfuerzo longitudinal, no se trata de los axiles, cortantes ni flectores; sino de las cargas (cargas verticales, cargas transversales y cargas longitudinales).

4.1.2 Determinación de las cargas.

4.1.2.1 Cargas permanentes.

- ❖ Peso propio de la torre: definido por medio de la densidad y volumen de las vigas y por fuerza de la gravedad.
- ❖ Peso de los conductores:

Considerando 500 m de cable tipo cardenal, se obtiene una masa de:

$$M_c = \frac{1826}{2} = 913 \text{ Kg} \Rightarrow P_c = 913 * 9,81 = 8,96 \text{ KN}$$

	Halcón	Cóndor	Gaviota	Cardenal
Composición: Aluminio; mm.	26×3,442	54×3,084	54×2,822	54×3,376
Acero; mm.	7×2,677	7×3,084	7×2,822	7×3,376
Secciones: Aluminio; mm ² .	241,68	402,84	337,74	483,42
Acero; mm ² .	39,42	52,26	43,81	62,64
Total; mm ² .	281,10	455,10	381,55	546,06
Sección equivalente de cu; mm ² .	152,01	253,36	212,31	304,03
Diámetro del alma de acero; mm.	8,031	9,246	8,466	10,135
Diámetro de cable; mm.	21,793	27,762	25,4	30,378
Pesos: Aluminio; Kg/Km.	666,6	1.115	934,6	1.338
Acero; Kg/Km.	308	407	342,2	488
Total; Kg/Km.	974,6	1.522	1.276,8	1.826
Carga de rotura; Kg.	8.817,8	12.950	11.135,7	15.536
Modulo de elasticidad; Kg/mm ² .	7.730	6.860	6.860	6.860
Coefficiente de dilatación por grado de temperatura	18,99×10 ⁻⁶	19,35×10 ⁻⁶	19,35×10 ⁻⁶	19,35×10 ⁻⁶
Resistencia eléctrica a 20° C; Ω/Km	0,119	0,0721	0,0851	0,0597

Tabla 1. Características mecánicas de conductores de aluminio reforzado.

- ❖ Peso del cable de guarda:

$$M_{cg} = 205 \text{ Kg} \Rightarrow P_{cg} = 205 * 9,81 = 2 \text{ KN.}$$

4.1.2.2 Fuerzas del viento sobre los cables.

La fuerza del viento sobre los conductores se determina según la expresión

$$F = q * d * \frac{a_1 + a_2}{2} \text{ daN},$$

siendo:

- ❖ d: diámetro del conductor, en metros.
- ❖ a_1, a_2 : longitudes de los vanos adyacentes, en metros. La semisuma de a_1 y a_2 es el vano de viento o eolovano, a_v .
- ❖ q: presión del viento. Toma los siguientes valores:
 - $q = 60 * \left(\frac{V_v}{120}\right)^2 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$ para conductores de $d \leq 16 \text{ mm}$.
 - $q = 50 * \left(\frac{V_v}{120}\right)^2 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$ para conductores de $d > 16 \text{ mm}$.

Considerando una velocidad del viento de 135 Km/h y que debido al hielo el diámetro total de los conductores y del cable de guarda aumenta respectivamente hasta 42 mm y 24 mm (véase “Sobrecargas motivadas por el hielo):

$$F_c = 50 * \left(\frac{135}{120}\right)^2 * 0,042 * 500 = 1329 \text{ daN}$$

$$F_g = 50 * \left(\frac{135}{120}\right)^2 * 0,024 * 500 = 759,37 \text{ daN}$$

4.1.2.3 Fuerzas del viento sobre la torre de alta tensión.

La fuerza del viento sobre los apoyos de celosía será:

$$F_c = q * A_T \text{ daN},$$

siendo:

- ❖ A_T : área del apoyo expuesta al viento proyectada en el plano normal a la dirección del viento, en m^2 .
- ❖ q: presión del viento = $170 * \left(\frac{V_v}{120}\right)^2 \text{ daN/m}^2$

La dirección del viento más desfavorable es la paralela a las alas de la torre, dado que de esa manera incide transversalmente sobre los conductores. El área de las vigas expuestas en ese caso es $3,5 \text{ m}^2$, eligiendo como partida el perfil L100.8.

Para la velocidad del viento de 135 km/h, la fuerza del viento sobre la torre de alta tensión es:

$$F_c = 170 * \left(\frac{135}{120}\right)^2 * 3,5 = 753 \text{ daN}$$

El valor obtenido corresponde a la fuerza total ejercida sobre la torre. Sin embargo, para tener en cuenta que la velocidad del viento es mayor cuanto mayor sea la altura, se va a considerar un perfil lineal para la fuerza del viento sobre la estructura, proporcional a la altura.

$$f(y) = my$$

$$f(y_1) + f(y_2) + f(y_3) + \dots + f(y_n) = 753 \text{ daN}$$

$$my_1 + my_2 + my_3 + \dots + my_n = 753 \text{ daN}$$

$$m \sum_{i=1}^n y_i = 753 \text{ daN}$$

$$m = \frac{753}{\sum_{i=1}^n y_i}$$

El uso de un sumatorio en lugar de la integral se debe a la necesidad de tener que discretizar el dominio de la altura, ya que en ANSYS el valor de la fuerza del viento será introducido como cargas puntuales. La suma de las alturas de los tramos considerados da 647,48 m, de manera que el valor de la pendiente es 1,163 daN/m.

En la siguiente tabla se recoge el valor de las fuerzas introducido en ANSYS.

Altura (m)	Fuerza del viento (daN)	Aplicación	Total (daN/nodo)
2	2,33	En tres nodos	0,78
4	4,65	En tres nodos	1,55
6	6,98	En tres nodos	2,33
8	9,30	En tres nodos	3,10
10	11,63	En tres nodos	3,88
12	13,96	En tres nodos	4,65
14	16,28	En tres nodos	5,43
16	18,61	En tres nodos	6,20
18	20,93	En tres nodos	6,98
20	23,26	En tres nodos	7,75
22	25,59	En tres nodos	8,53
24	27,91	En tres nodos	9,30
26	30,24	En tres nodos	10,08
28	32,56	En tres nodos	10,85
30	34,89	En tres nodos	11,63
32	37,22	En un nodo	37,22
34	39,54	En dos nodos	19,77
36,25	42,16	En dos nodos	21,08
38,5	44,77	En dos nodos	22,39
40,75	47,39	En dos nodos	23,70
43	50,01	En un nodo	50,01
44,08	51,26	En dos nodos	25,63
45,16	52,52	En dos nodos	26,26
46,24	53,78	En dos nodos	26,89
47,5	55,24	En un nodo	55,24

Tabla 5. Fuerzas del viento sobre la torre.

4.1.2.4 Sobrecargas motivadas por el hielo.

4.1.2.4.1 Peso del hielo.

Suponiendo una zona C de emplazamiento de la estructura:

- ❖ Sobrecarga de hielo sobre conductores: $Q_{Hc} = 0,36 * \sqrt{30,128} = 1,98 \text{ daN/m}$
- ❖ Sobrecarga de hielo sobre cable de guarda: $Q_{Hg} = 0,36 * \sqrt{10} = 1,14 \text{ daN/m}$

Para los 500 m de vano:

- ❖ $F_{Hc} = 1,98 * 500 = 990 \text{ daN}$
- ❖ $F_{Hg} = 1,14 * 500 = 570 \text{ daN}$

Sumado estas cargas al peso de los conductores y del cable de guarda:

- ❖ $P_c = 913 * 9,81 + 9900 = 18,85 \text{ KN}$
- ❖ $P_g = 205 * 9,81 + 5700 = 7,71 \text{ KN}$

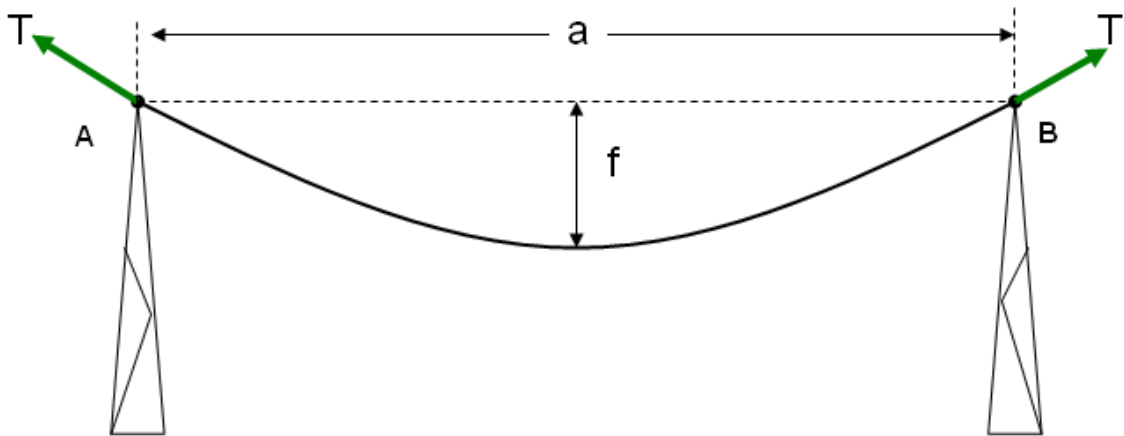


Figura 38. Tensiones en los puntos de sujeción de los cables.

Suponiendo un ángulo de T de 33° con la horizontal, la descomposición del valor la sobrecarga de hielo es:

- ❖ Para el esfuerzo longitudinal: $P_{cL} = \cos(33) * 18,85 = 15,81 \text{ KN}$

$$P_{gV} = \cos(33) * 7,71 = 6,47 \text{ KN}$$

- ❖ Para el esfuerzo vertical: $P_{cL} = \sin(33) * 18,85 = 10,21 \text{ KN}$

$$P_{gV} = \sin(33) * 7,71 = 4,2 \text{ KN}$$

Para la 4ª hipótesis, los esfuerzos longitudinales originados por la sobrecarga de hielo no se van a tener en cuenta (vanos equilibrados), sino que se considerará la totalidad del peso como carga vertical.

4.1.2.4.2 Determinación de los manguitos de hielo.

Los manguitos de hielo aumentan la fuerza del viento debido al incremento de la superficie expuesta. Por ello, es importante determinar el radio total, utilizando el peso volumétrico de 750 daN/m³ facilitado por la normativa.

❖ Manguito de hielo sobre conductores: $1,98 * 500 = 990$ daN

$$\frac{990}{750} = 1,32 \text{ m}^3$$

El volumen del manguito de hielo es el área de la corona multiplicada por la longitud, siendo el radio menor el del conductor.

$$1,32 = \pi(R^2 - 0,030128^2) * 500$$

$$R_{mc} = \sqrt{\frac{1,32}{500\pi} + 0,030128^2} = 42 \text{ mm}$$

❖ Manguito de hielo sobre el cable de guarda: $1,14 * 500 = 570$ daN

$$\frac{570}{750} = 0,76 \text{ m}^3$$

$$0,76 = \pi(R^2 - 0,01^2) * 500$$

$$R_{mg} = \sqrt{\frac{0,76}{500\pi} + 0,01^2} = 24 \text{ mm}$$

4.1.2.5 Rotura de cables.

Considerando un único conductor por fase, el porcentaje de la tensión para el esfuerzo de rotura equivale al 100%.

Suponiendo que se rompe un conductor tipo cardenal, el valor del “latigazo” es:

$$T = C_{Rotura} = 15536 * 9,81 = 152,4 \text{ KN}$$

La descomposición del valor de este impulso es:

❖ Para el esfuerzo longitudinal: $T_L = \cos(33) * 152,4 = 128 \text{ KN}$

❖ Para el esfuerzo vertical: $T_V = \sin(33) * 152,4 = 83 \text{ KN}$

Determinado el valor de las cargas consideradas, a continuación se procede a determinar los coeficientes de combinación según la normativa del CTE SE-AE

4.1.3 Ponderación de las cargas.

4.1.3.1 Cargas verticales y cargas transversales.

La rotura del conductor supone una situación extraordinaria para la torre, de manera que se va considerar como acción accidental. De acuerdo con esta consideración, el valor de cálculo de los efectos de las acciones viene determinado a partir de la expresión:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_P * P + A_d + \gamma_{Q,1} * \psi_{1,1} * Q_{K,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} * \psi_{2,i} * Q_{K,i},$$

siendo:

- $\gamma_{G,j} * G_{k,j}$: acciones permanentes en valor de cálculo, incluido el pretensado $\gamma_P * P$. En este proyecto las vigas no están pretensadas.
- A_d : la acción accidental.
- $\gamma_{Q,1} * \psi_{1,1} * Q_{K,1}$: Acción variable en valor de cálculo frecuente.
- $\gamma_{Q,i} * \psi_{2,i} * Q_{K,i}$: El resto de acciones variables, en valor de cálculo casi permanente.

La norma apunta que para situaciones extraordinarias los coeficientes de seguridad $\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ toman el valor de cero si son favorables y el valor de la unidad si son desfavorables.

Para maximizar las cargas se requiere conocer la forma del diagrama de flectores. Utilizando el modelo simplificado de la torre, se obtiene el siguiente diagrama:

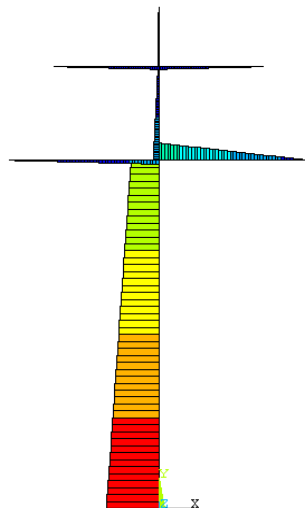


Figura 39. Diagrama básico de momentos flectores para esfuerzos verticales y transversales.

Se aprecia en el diagrama que la flexión positiva es bastante mayor que la negativa, de manera que sólo se debe maximizar la flexión que experimenta la base de la torre.

En caso de tomar el hielo como carga principal y el viento como secundaria, la sobrecarga del viento se anularía directamente al ser su coeficiente de combinación igual a cero. Por tanto, la combinación en la que el viento actúa como carga principal, es la más desfavorable.

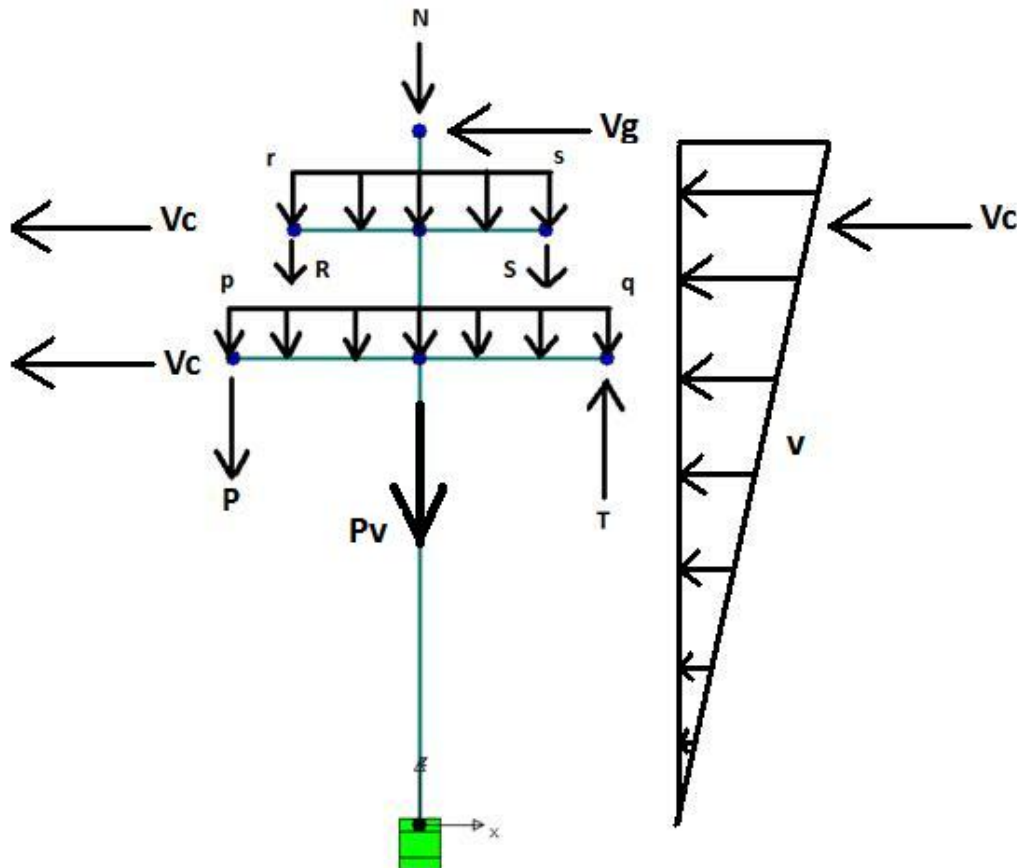


Figura 36. Cargas que se debe ponderar.

- ❖ T (rotura del conductor): Desfavorable. $\gamma_T = 1$.
- ❖ V_c (viento sobre conductores): Desfavorable. $\gamma_{Vc} = 1$
- ❖ V (viento sobre torre): Desfavorable. $\gamma_V = 1$
- ❖ V_g (viento sobre cable de guarda): Desfavorable. $\gamma_{Vg} = 1$
- ❖ q: Favorable. $\gamma_q = 0$
- ❖ s: Favorable. $\gamma_s = 0$
- ❖ S: Favorable. $\gamma_S = 0$
- ❖ r: Desfavorable. $\gamma_r = 1$
- ❖ R: Desfavorable. $\gamma_R = 1$
- ❖ p: Desfavorable. $\gamma_p = 1$
- ❖ P: Desfavorable. $\gamma_P = 1$

- ❖ N (Peso cable de guarda): No crea momento.
- ❖ P_v (Peso del cuerpo de la torre): No crea momento.
- ❖ $T = 83 \text{ KN}$
- ❖ $V_c = 1 * 0,5 * 19320 = 9,66 \text{ KN}$
- ❖ $V_g = 1 * 0,5 * 7593,7 = 3,8 \text{ KN}$
- ❖ $r = p = 1,35 * 7850 * 0,001551 * 9,81 = 161,24 \frac{\text{N}}{\text{m}}$.
- ❖ $R = P = 1,35 * 913 * 9,81 + 1 * 0,2 * 9900 = 14,1 \text{ KN}$
- ❖ V: Consultar valores de la siguiente tabla.

Altura (m)	Fuerza del viento (daN)	Aplicación	Total (daN/nodo)
2,00	1,17	En tres nodos	0,39
4,00	2,33	En tres nodos	0,78
6,00	3,49	En tres nodos	1,16
8,00	4,65	En tres nodos	1,55
10,00	5,82	En tres nodos	1,94
12,00	6,98	En tres nodos	2,33
14,00	8,14	En tres nodos	2,71
16,00	9,31	En tres nodos	3,10
18,00	10,47	En tres nodos	3,49
20,00	11,63	En tres nodos	3,88
22,00	12,80	En tres nodos	4,27
24,00	13,96	En tres nodos	4,65
26,00	15,12	En tres nodos	5,04
28,00	16,28	En tres nodos	5,43
30,00	17,45	En tres nodos	5,82
32,00	18,61	En un nodo	18,61
34,00	19,77	En dos nodos	9,89
36,25	21,08	En dos nodos	10,54
38,50	22,39	En dos nodos	11,19
40,75	23,70	En dos nodos	11,85
43,00	25,01	En un nodo	25,01
44,08	25,63	En dos nodos	12,82
45,16	26,26	En dos nodos	13,13
46,24	26,89	En dos nodos	13,45
47,50	27,62	En un nodo	27,62

Tabla 6. Fuerzas ponderadas del viento sobre la torre.

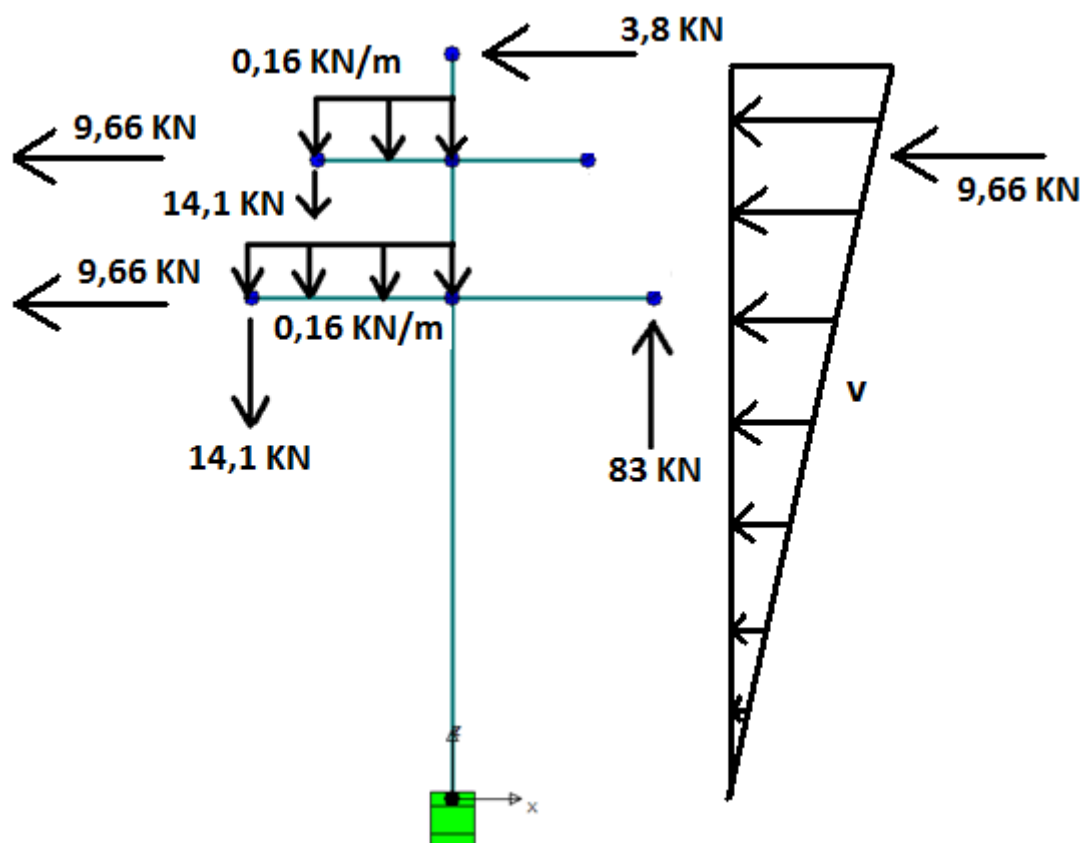


Figura 41. Cargas ponderadas.

4.1.3.2 Carga longitudinal.

Para el caso de la carga longitudinal, la 4ª hipótesis sólo contempla la rotura del conductor, que como se ha calculado anteriormente, toma el valor de 128 kN. No debe ponderarse, al tratarse de la carga accidental.

4.1.4 Deformadas y flechas.

Es de esperar que se produzca grandes flechas debido a las elevadas dimensiones del modelo estudiado, pero los valores obtenidos son exageradamente altos, sobre todo para el esfuerzo longitudinal; adelantando que el perfil inicial L 100x100x8 mm no soporta la rotura del conductor.

4.1.4.1 Cargas verticales y cargas transversales.

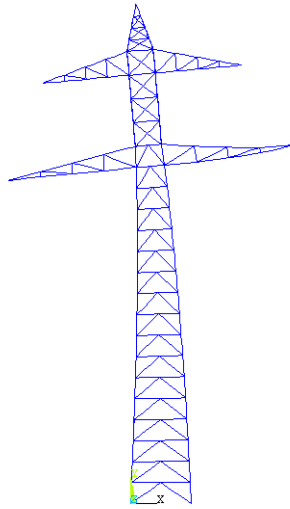


Figura 42. Deformada para el esfuerzo transversal y vertical.

La flecha máxima horizontal la experimenta el vértice superior, siendo de 0,4 m; y la flecha máxima vertical la experimenta el extremo del ala del conductor roto, siendo de 0,36 m.

4.1.4.2 Carga longitudinal.

La flecha máxima en la dirección longitudinal se produce en el punto de sujeción del cable roto, siendo de 0,8 m.

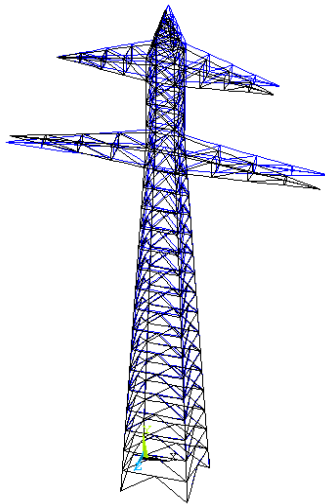


Figura 43. Deformada para el esfuerzo longitudinal de la 1ª combinación.

4.1.5 Verificación y dimensionado de perfiles.

4.1.5.1 Esfuerzo vertical y esfuerzo transversal.

Los esfuerzos máximos que aparecen en cada componente son:

Montantes

$$N_{\text{comp}} = 298,47 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 325,867 \text{ KN}$$

$$M_y = 429,144 \text{ Nm}$$

$$M_z = 1051 \text{ Nm}$$

Travesaños

$$N_{\text{comp}} = 240,334 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 113,136 \text{ KN}$$

$$M_y = 224,766 \text{ Nm}$$

$$M_z = 1770 \text{ Nm}$$

Diagonales

$$N_{\text{comp}} = 267,213 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 268,426 \text{ KN}$$

$$M_y = 281,271 \text{ Nm}$$

$$M_z = 810,703 \text{ Nm}$$

Alas

$$N_{\text{comp}} = 260,401 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 257,366 \text{ KN}$$

$$M_y = 136,684 \text{ Nm}$$

$$M_z = 2738 \text{ Nm}$$

Vértice superior

$$N_{\text{comp}} = 5,128 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 3,613 \text{ KN}$$

$$M_y = 21 \text{ Nm}$$

$$M_z = 77,22 \text{ Nm}$$

A continuación se procede a dimensionar los perfiles para soportar los esfuerzos. La norma ITC LAT 07 apunta que el coeficiente de seguridad aplicado al límite de fluencia debe tomar el valor de 1,2 para la 4ª hipótesis. Las propiedades del perfil de partida se recogen en la siguiente tabla:

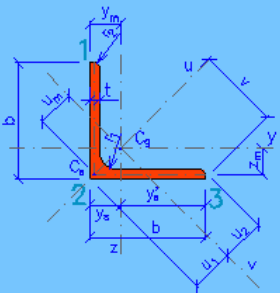
L 100x100x8			
Dimensiones			
		Propiedades del perfil al eje secundario	
		Eje y	Eje z
		$I_y = 1.45\text{E}+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 1.45\text{E}+6 \text{ mm}^4$
		$W_{y1} = 1.99\text{E}+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 1.99\text{E}+4 \text{ mm}^3$
		$W_{y2} = 5.29\text{E}+4 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 5.29\text{E}+4 \text{ mm}^3$
		$i_y = 30.6 \text{ mm}$	$i_z = 30.6 \text{ mm}$
		Propiedades del perfil al eje principal	
		Eje u	Eje v
		$I_u = 2.30\text{E}+6 \text{ mm}^4$	$I_v = 5.95\text{E}+5 \text{ mm}^4$
		$W_{u1} = 3.26\text{E}+4 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 1.54\text{E}+4 \text{ mm}^3$
		$W_{u2} = 1.69\text{E}+4 \text{ mm}^3$	$W_{v3} = 1.69\text{E}+4 \text{ mm}^3$
		$i_u = 38.5 \text{ mm}$	$i_v = 19.6 \text{ mm}$
		Torsión y pandeo local	
		$I_t = 3.42\text{E}+4 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 43.2 \text{ mm}$
		$I_{yz} = 8.54\text{E}+5 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 54.4 \text{ mm}$

Tabla 7. Propiedades del perfil L100.8.

❖ Resistencia de los montantes a tracción y compresión:

$$N_d \leq N_{Rd} = A * f_{yd}$$

$$N_{Rd} = 1551 * \frac{0,355}{1,2} = 458,8 \text{ KN}$$

$$325,86 \text{ KN} \leq 458,8 \text{ KN} \text{ Cumple}$$

$$298,47 \text{ KN} \leq 458,8 \text{ KN} \text{ Cumple}$$

❖ Resistencia de los montantes a flexión

$$M_{dy} \leq M_{Rd,y} = W_y * f_{yd}$$

$$M_{Rd,y} = 1,99 * 10^4 * 10^{-9} * \frac{355}{1,2 * 10^{-6}} = 5887,1 \text{ Nm}$$

$$429,144 \text{ Nm} \leq 5887,1 \text{ Cumple}$$

$$M_{dz} \leq M_{Rd,z} = W_z * f_{yd}$$

$$1051 \text{ Nm} \leq 5887,1 \text{ Nm Cumple}$$

❖ Resistencia de los montantes a flexotracción

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

$$\frac{325,86}{1551 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{0,43}{19900 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{1,05}{19900 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,96 \leq 1 \text{ Cumple.}$$

❖ Resistencia de los montantes a pandeo

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A * f_{yd}} + k_y * \frac{C_{m,y} * M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_{yd}} + \alpha_z * k_z * \frac{C_{m,z} * M_{z,Ed}}{W_z * f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * A * f_{yd}} + \alpha_y * k_y * \frac{C_{m,y} * M_{y,Ed}}{W_y * f_{yd}} + k_z * \frac{C_{m,z} * M_{z,Ed}}{W_z * f_{yd}} \leq 1$$

Cálculo de C_{my} y C_{mz}

El montante de mayor flector en Y presenta el siguiente diagrama de flectores en Y:

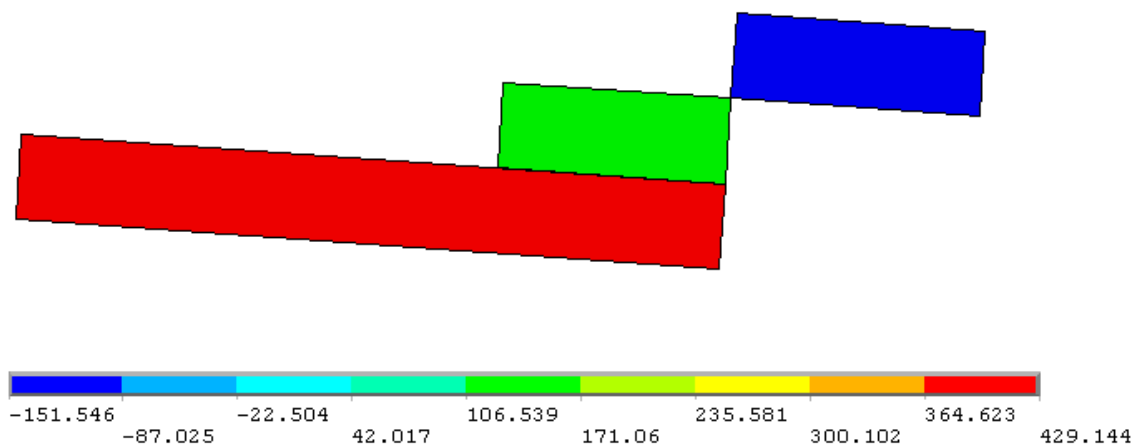


Figura 44. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de C_{m_y} con perfil 100.8.

$$\varphi = -\frac{151,546}{429,144} = -0,353$$

$$C_{my} = 0,6 - 0,4 * 0,353 = \mathbf{0,4588}$$

El montante de mayor flector en Y presenta el siguiente diagrama de flectores en Y:

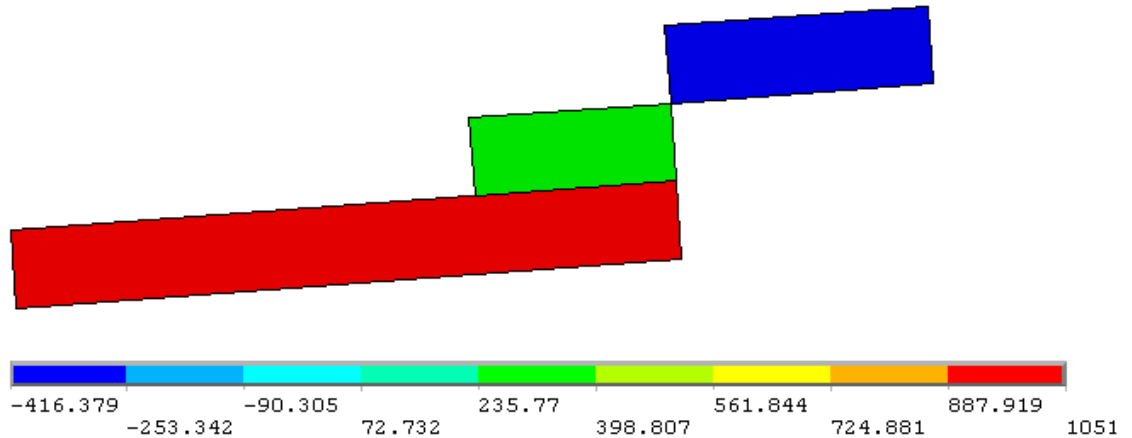


Figura 45. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de C_{m_z} con perfil 100.8.

$$\varphi = -\frac{416,379}{1051} = -0,396$$

$$C_{mz} = 0,6 - 0,4 * 0,396 = \mathbf{0,4416}$$

Cálculo de χ_y y χ_z

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1551 * 355}{3233,3 * 10^3}} = 0,41 \Rightarrow \chi_y = \chi_z = \mathbf{0,925}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 * E * I = \left(\frac{\pi}{0,5 * 2}\right)^2 * 210 * 10^9 * 1,56 * 10^6 * 10^{-12} = 3233,3 \text{ KN}$$

$$L_k = 0,5 * L$$

Cálculo de K_y y K_z

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{c,Rd}} = 1 + (0,41 - 0,2) * \frac{298,47 * 10^3}{0,925 * 1551 * \frac{355}{1,2}} = \mathbf{1,1477}$$

$$k_z = \frac{1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}}{1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}} = \frac{1,1547}{1,1477} = \mathbf{1,0061}$$

$$\frac{298,47 * 10^3}{0,925 * 1551 * \frac{355}{1,2}} + 1,1477 * \frac{0,4588 * 429144}{1 * 19900 * \frac{355}{1,2}} + 0,6 * 1,0061 * \frac{0,4416 * 1051000}{19900 * \frac{355}{1,2}}$$

$$= 0,78 \leq 1 \text{ Cumple}$$

$$\frac{298,47 * 10^3}{0,925 * 1551 * \frac{355}{1,2}} + 0,6 * 1,1477 * \frac{0,4588 * 429144}{19900 * \frac{355}{1,2}} + 1,0061 * \frac{0,4416 * 1051000}{19900 * \frac{355}{1,2}}$$

$$= 0,805 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Para el resto de componentes el perfil L100.8 también es válido, dado que a pesar de que se da más flector en otros de los componentes, proporcionalmente la disminución del esfuerzo axil que experimentan es mayor que lo que aumenta el flector.

4.1.5.2 Carga longitudinal.

Procediendo como en el caso anterior, los esfuerzos máximos que se dan en cada componente son:

Montantes

$$N_{\text{comp}} = 390,87 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 390,87 \text{ KN}$$

$$M_y = 1061 \text{ Nm}$$

$$M_z = 2365 \text{ Nm}$$

Travesaños

$$N_{\text{comp}} = 374 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 374 \text{ KN}$$

$$M_y = 19,173 \text{ KNm}$$

$$M_z = 1601 \text{ Nm}$$

Diagonales

$$N_{\text{comp}} = 353 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 353 \text{ KN}$$

$$M_y = 10,6 \text{ KNm}$$

$$M_z = 9,963 \text{ KNm}$$

Alas

$$N_{\text{comp}} = 364,5 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 364,5 \text{ KN}$$

$$M_y = 3959 \text{ Nm}$$

$$M_z = 2648 \text{ Nm}$$

Vértice superior

$$N_{\text{comp}} = 45,3 \text{ KN}$$

$$N_{\text{trac}} = 3,613 \text{ KN}$$

$$M_y = 2022 \text{ Nm}$$

$$M_z = 1395 \text{ Nm}$$

❖ Resistencia de los montantes a tracción y compresión:

$$390,87 \text{ KN} \leq 458,8 \text{ KN} \text{ **Cumple**}$$

❖ Resistencia de los montantes a flexión

$$1061 \text{ Nm} \leq 5887,1 \text{ **Cumple**}$$

$$2365 \text{ Nm} \leq 5887,1 \text{ Nm} \text{ **Cumple**}$$

❖ Resistencia de los montantes a flexotracción

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{pl,Rd}}} + \frac{M_{y,\text{Ed}}}{M_{\text{pl,Rdy}}} + \frac{M_{z,\text{Ed}}}{M_{\text{pl,Rdz}}} \leq 1$$

$$\frac{390,87}{1551 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1,06}{19900 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{2,365}{19900 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,434 \geq 1 \text{ **No cumple.**}$$

El perfil 100.8 no es apto para soportar la flexotracción.

Perfil 100.10:

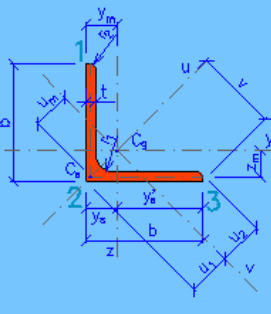
L 100x100x10			
Dimensiones			
			
Propiedades del perfil al eje secundario			
Eje y		Eje z	
$I_y = 1.77\text{E}+6 \text{ mm}^4$		$I_z = 1.77\text{E}+6 \text{ mm}^4$	
$W_{y1} = 2.46\text{E}+4 \text{ mm}^3$		$W_{z3} = 2.46\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$W_{y2} = 6.26\text{E}+4 \text{ mm}^3$		$W_{z2} = 6.26\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$i_y = 30.4 \text{ mm}$		$i_z = 30.4 \text{ mm}$	
Propiedades del perfil al eje principal			
Eje u		Eje v	
$I_u = 2.81\text{E}+6 \text{ mm}^4$		$I_v = 7.27\text{E}+5 \text{ mm}^4$	
$W_{u1} = 3.97\text{E}+4 \text{ mm}^3$		$W_{v2} = 1.82\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$i_u = 38.3 \text{ mm}$		$W_{v3} = 2.05\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$i_v = 19.5 \text{ mm}$			
Torsión y pandeo local			
$y_s = 28.2 \text{ mm}$		$u_1 = 39.9 \text{ mm}$	$I_t = 6.50\text{E}+4 \text{ mm}^4$
$y'_s = 71.8 \text{ mm}$		$u_2 = 35.4 \text{ mm}$	$I_{yz} = 1.04\text{E}+6 \text{ mm}^4$
			$i_{pc} = 43 \text{ mm}$
			$i_{pa} = 54.1 \text{ mm}$

Tabla 8. Propiedades del perfil 100.10

$$\frac{390,87}{1915 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1,06}{24600 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{2,365}{24600 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,1605 \geq 1 \text{ No cumple.}$$

Perfil 100.12:

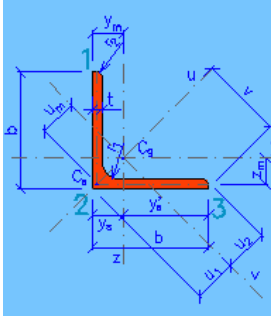
L 100x100x12			
Dimensiones			
			
Propiedades del perfil al eje secundario			
Eje y		Eje z	
$I_y = 2.07\text{E}+6 \text{ mm}^4$		$I_z = 2.07\text{E}+6 \text{ mm}^4$	
$W_{y1} = 2.91\text{E}+4 \text{ mm}^3$		$W_{z3} = 2.91\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$W_{y2} = 7.12\text{E}+4 \text{ mm}^3$		$W_{z2} = 7.12\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$i_y = 30.2 \text{ mm}$		$i_z = 30.2 \text{ mm}$	
Propiedades del perfil al eje principal			
Eje u		Eje v	
$I_u = 3.28\text{E}+6 \text{ mm}^4$		$I_v = 8.54\text{E}+5 \text{ mm}^4$	
$W_{u1} = 4.64\text{E}+4 \text{ mm}^3$		$W_{v2} = 2.08\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$i_u = 38 \text{ mm}$		$W_{v3} = 2.40\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$i_v = 19.4 \text{ mm}$			
Torsión y pandeo local			
$y_s = 29 \text{ mm}$		$u_1 = 41.1 \text{ mm}$	$I_t = 1.10\text{E}+5 \text{ mm}^4$
$y'_s = 71 \text{ mm}$		$u_2 = 35.7 \text{ mm}$	$I_{yz} = 1.21\text{E}+6 \text{ mm}^4$
			$i_{pc} = 42.7 \text{ mm}$
			$i_{pa} = 53.7 \text{ mm}$

Tabla 9. Propiedades del perfil 100.12

$$\frac{390,87}{2271 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1,06}{29100 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{2,365}{29100 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,9785 \leq 1 \text{ Cumple.}$$

❖ Resistencia de los montantes a pandeo

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A * f_{yd}} + k_y * \frac{C_{m,y} * M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_{yd}} + \alpha_z * k_z * \frac{C_{m,z} * M_{z,Ed}}{W_z * f_{yd}} \leq 1$$

Cálculo de C_{my} y C_{mz}

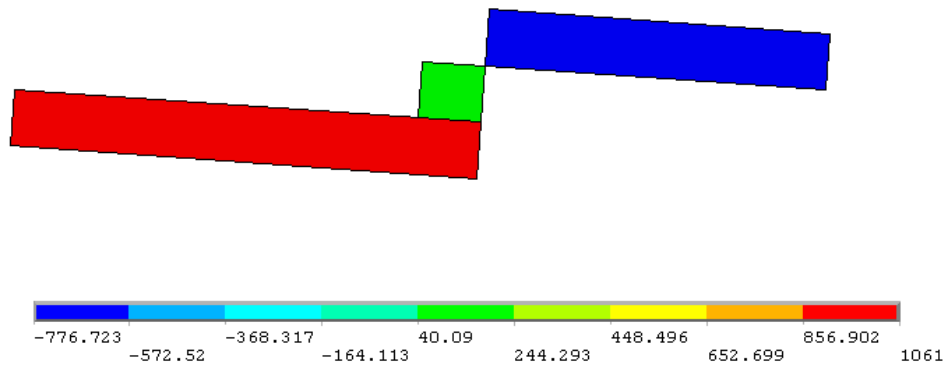


Figura 46. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de C_{m_y} con perfil 100.12.

$$\varphi = -\frac{776,723}{1061} = -0,732$$

$$C_{m_y} = 0,6 - 0,4 * 0,732 = 0,3072 \leq 0,4 \Rightarrow C_{m_y} = 0,4$$

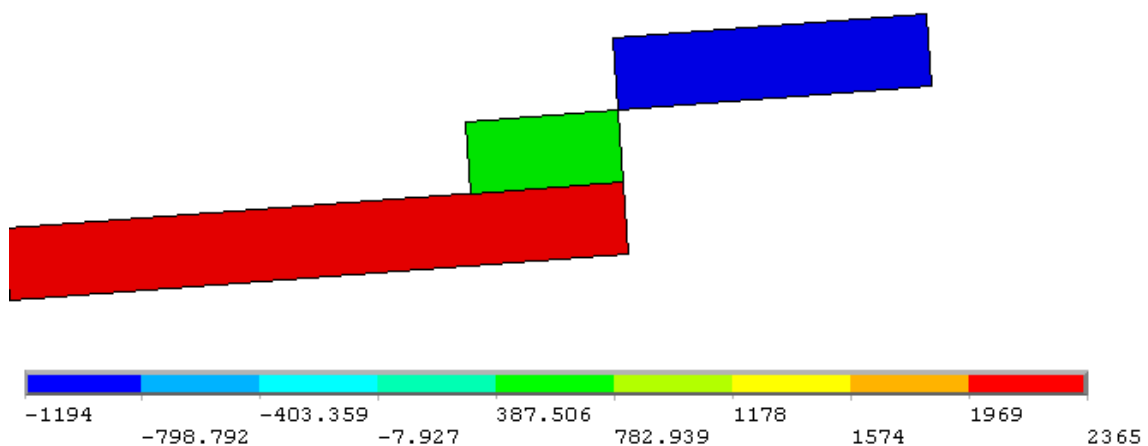


Figura 47. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de C_{m_z} con perfil 100.12

$$\varphi = -\frac{1194}{2365} = -0,505$$

$$C_{m_z} = 0,6 - 0,4 * 0,505 = 0,4$$

Cálculo de χ_y y χ_z

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2271 * 355}{4290,3 * 10^3}} = 0,433 \Rightarrow \chi_y = \chi_z = \mathbf{0,915}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 * E * I = \left(\frac{\pi}{0,5 * 2}\right)^2 * 210 * 10^9 * 2,07 * 10^6 * 10^{-12} = 4290,3 \text{ KN}$$

$$L_k = 0,5 * L$$

Cálculo de K_y y K_z

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{c,Rd}} = 1 + (0,433 - 0,2) * \frac{390,87 * 10^3}{0,915 * 2271 * \frac{355}{1,2}} = \mathbf{1,148}$$

$$k_z = \frac{1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}}{1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}} = \frac{1,17}{1,148} = \mathbf{1,019}$$

$$\begin{aligned} & \frac{390,87}{0,915 * 2271 * \frac{0,355}{1,2}} + 1,148 * \frac{0,4 * 1,061}{1 * 29100 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + 0,6 * 1,019 * \\ & * \frac{0,4 * 2,365}{29100 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,76 \leq 1 \text{ Cumple} \end{aligned}$$

❖ Resistencia de los travesaños a tracción y compresión:

$$N_d \leq N_{Rd} = A * f_{yd}$$

$$N_{Rd} = 2271 * \frac{0,355}{1,2} = 671,84 \text{ KN}$$

$$374 \text{ KN} \leq 671,84 \text{ KN} \text{ Cumple}$$

❖ Resistencia de los travesaños a flexión

$$M_{dy} \leq M_{rd} = W_y * f_{yd}$$

$$M_{rd} = 29100 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}} = 8,6 \text{ KNm}$$

$$M_{dy} = 19,173 \text{ KNm} \geq 8,6 \text{ KNm} \text{ No cumple}$$

$$M_{rd} = 19,173 = W_y * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}$$

$$W_y = 6,48 * 10^4 \text{ mm}^3$$

El perfil más pequeño que supera el módulo resistente requerido es el **L130.16**.

$$M_{dz} \leq M_{Rd,z} = W_z * f_{yd}$$

$$M_{Rd,z} = 6,58 * 10^4 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}} = 19,565 \text{ KNm}$$

$$M_{dz} = 1,601 \text{ KNm} \leq 19,565 \text{ KNm} \text{ **Cumple.**}$$

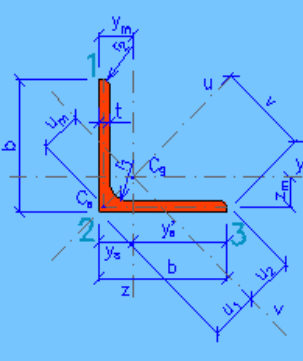
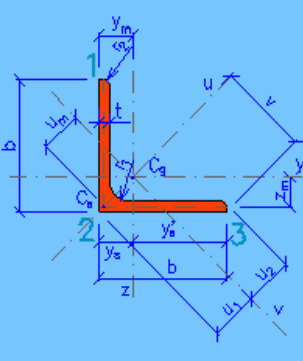
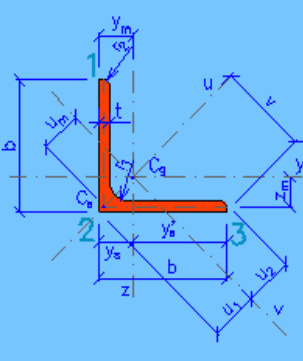
L 130x130x16			
Dimensiones			
		Propiedades del perfil al eje secundario	
		Eje y	Eje z
		$I_y = 6.05E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 6.05E+6 \text{ mm}^4$
		$W_{y1} = 6.58E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 6.58E+4 \text{ mm}^3$
		$W_{y2} = 1.59E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 1.59E+5 \text{ mm}^3$
		$i_y = 39.3 \text{ mm}$	$i_z = 39.3 \text{ mm}$
		Propiedades del perfil al eje principal	
		Eje u	Eje v
		$I_u = 9.60E+6 \text{ mm}^4$	$I_v = 2.50E+6 \text{ mm}^4$
		$W_{u1} = 1.04E+5 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 4.66E+4 \text{ mm}^3$
		$i_u = 49.4 \text{ mm}$	$W_{v3} = 5.37E+4 \text{ mm}^3$
		$u_m = 42.4 \text{ mm}$	$i_v = 25.3 \text{ mm}$
		Torsión y pandeo local	
		$I_t = 3.36E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 55.5 \text{ mm}$
		$I_{yz} = 3.55E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 69.9 \text{ mm}$

Tabla 10. Propiedades del perfil L130.16

❖ Resistencia de los travesaños a flexotracción

$$\frac{374}{3925 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{19,173}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{1,6}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,4 \geq 1 \text{ No cumple.}$$

Perfil 150.16:

$$\frac{374}{4570 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{19,173}{88600 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{1,6}{88600 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,1 \geq 1 \text{ No cumple.}$$

Perfil 150.18:

$$\frac{374}{5103 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{19,173}{98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{1,6}{98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,96 \leq 1 \text{ Cumple.}$$

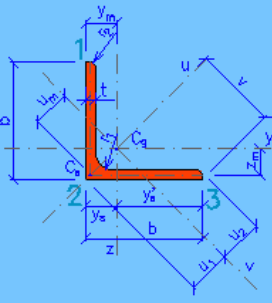
L 150x150x16			
Dimensiones			
		Propiedades del perfil al eje secundario	
		Eje y	Eje z
		$I_y = 9.50E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 9.50E+6 \text{ mm}^4$
		$W_{y1} = 8.86E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 8.86E+4 \text{ mm}^3$
		$W_{y2} = 2.21E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 2.21E+5 \text{ mm}^3$
		$i_y = 45.6 \text{ mm}$	$i_z = 45.6 \text{ mm}$
		Propiedades del perfil al eje principal	
		Eje u	Eje v
		$I_u = 1.51E+7 \text{ mm}^4$	$I_v = 3.91E+6 \text{ mm}^4$
		$W_{u1} = 1.42E+5 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 6.45E+4 \text{ mm}^3$
		$i_u = 57.4 \text{ mm}$	$W_{v3} = 7.32E+4 \text{ mm}^3$
		$u_m = 49.3 \text{ mm}$	$i_v = 29.2 \text{ mm}$
		Torsión y pandeo local	
		$I_t = 3.96E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 64.5 \text{ mm}$
		$I_{vz} = 5.59E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 81.2 \text{ mm}$
$b = 150 \text{ mm}$	$A = 4570 \text{ mm}^2$		
$t = 16 \text{ mm}$	$G = 35.9 \text{ kg.m}^{-1}$		
$r_1 = 16 \text{ mm}$	$A_L = 0.586 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$		
$r_2 = 8 \text{ mm}$	$v = 106.1 \text{ mm}$		
$y_s = 42.9 \text{ mm}$	$u_1 = 60.6 \text{ mm}$		
$y'_s = 107.1 \text{ mm}$	$u_2 = 53.4 \text{ mm}$		

Tabla 11. Propiedades del perfil 150.16

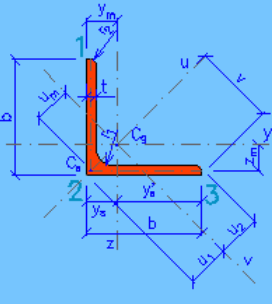
L 150x150x18			
Dimensiones			
		Propiedades del perfil al eje secundario	
		Eje y	Eje z
		$I_y = 1.05E+7 \text{ mm}^4$	$I_z = 1.05E+7 \text{ mm}^4$
		$W_{y1} = 9.87E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 9.87E+4 \text{ mm}^3$
		$W_{y2} = 2.40E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 2.40E+5 \text{ mm}^3$
		$i_y = 45.4 \text{ mm}$	$i_z = 45.4 \text{ mm}$
		Propiedades del perfil al eje principal	
		Eje u	Eje v
		$I_u = 1.67E+7 \text{ mm}^4$	$I_v = 4.34E+6 \text{ mm}^4$
		$W_{u1} = 1.57E+5 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 7.03E+4 \text{ mm}^3$
		$i_u = 57.1 \text{ mm}$	$W_{v3} = 8.07E+4 \text{ mm}^3$
		$u_m = 49 \text{ mm}$	$i_v = 29.2 \text{ mm}$
		Torsión y pandeo local	
		$I_t = 5.54E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 64.1 \text{ mm}$
		$I_{yz} = 6.16E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 80.7 \text{ mm}$
$b = 150 \text{ mm}$	$A = 5103 \text{ mm}^2$		
$t = 18 \text{ mm}$	$G = 40.06 \text{ kg.m}^{-1}$		
$r_1 = 16 \text{ mm}$	$A_L = 0.5863 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$		
$r_2 = 8 \text{ mm}$	$v = 106.1 \text{ mm}$		
$y_s = 43.7 \text{ mm}$	$u_1 = 61.7 \text{ mm}$		
$y'_s = 106.3 \text{ mm}$	$u_2 = 53.7 \text{ mm}$		

Tabla 12. Propiedades del perfil 150.18

❖ Resistencia de los travesaños a pandeo

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A * f_{yd}} + k_y * \frac{C_{m,y} * M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_{yd}} + \alpha_z * k_z * \frac{C_{m,z} * M_{z,Ed}}{W_z * f_{yd}} \leq 1$$

Cálculo de C_{my} y C_{mz}

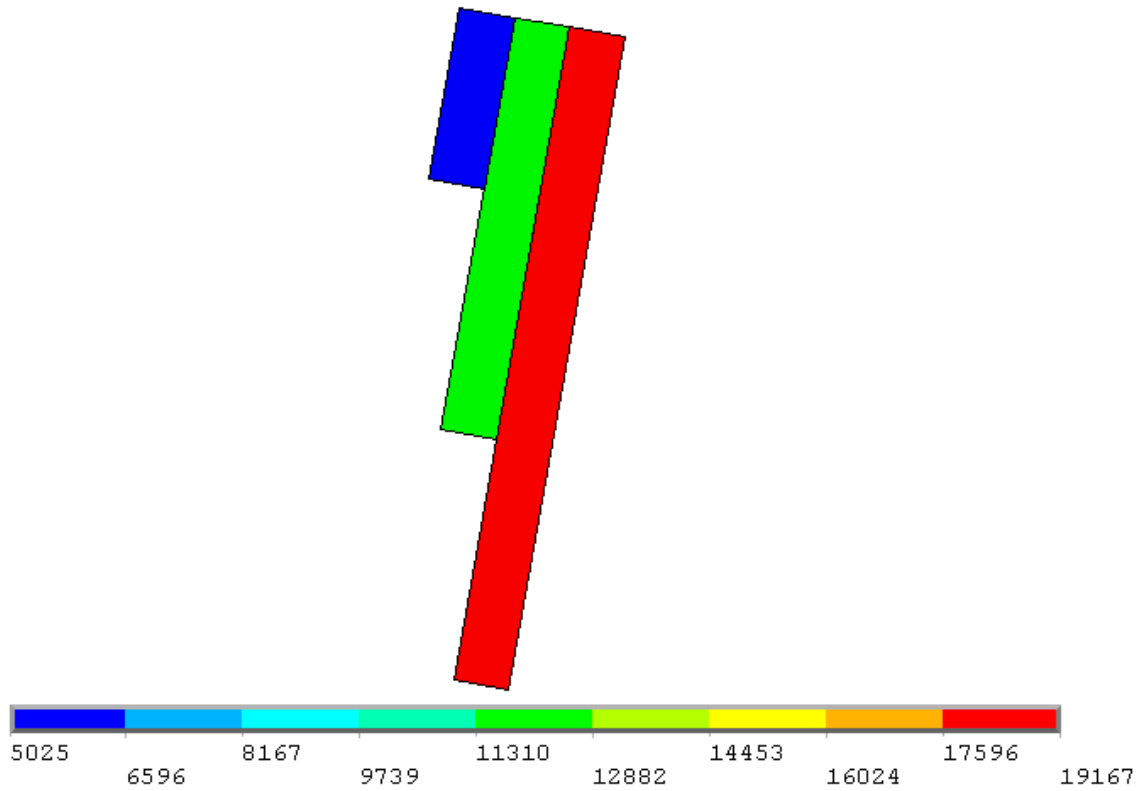


Figura 48. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de C_{m_y} con perfil 150.18.

$$\varphi = \frac{5025}{19167} = 0,262$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 * 0,262 = \mathbf{0,704}$$

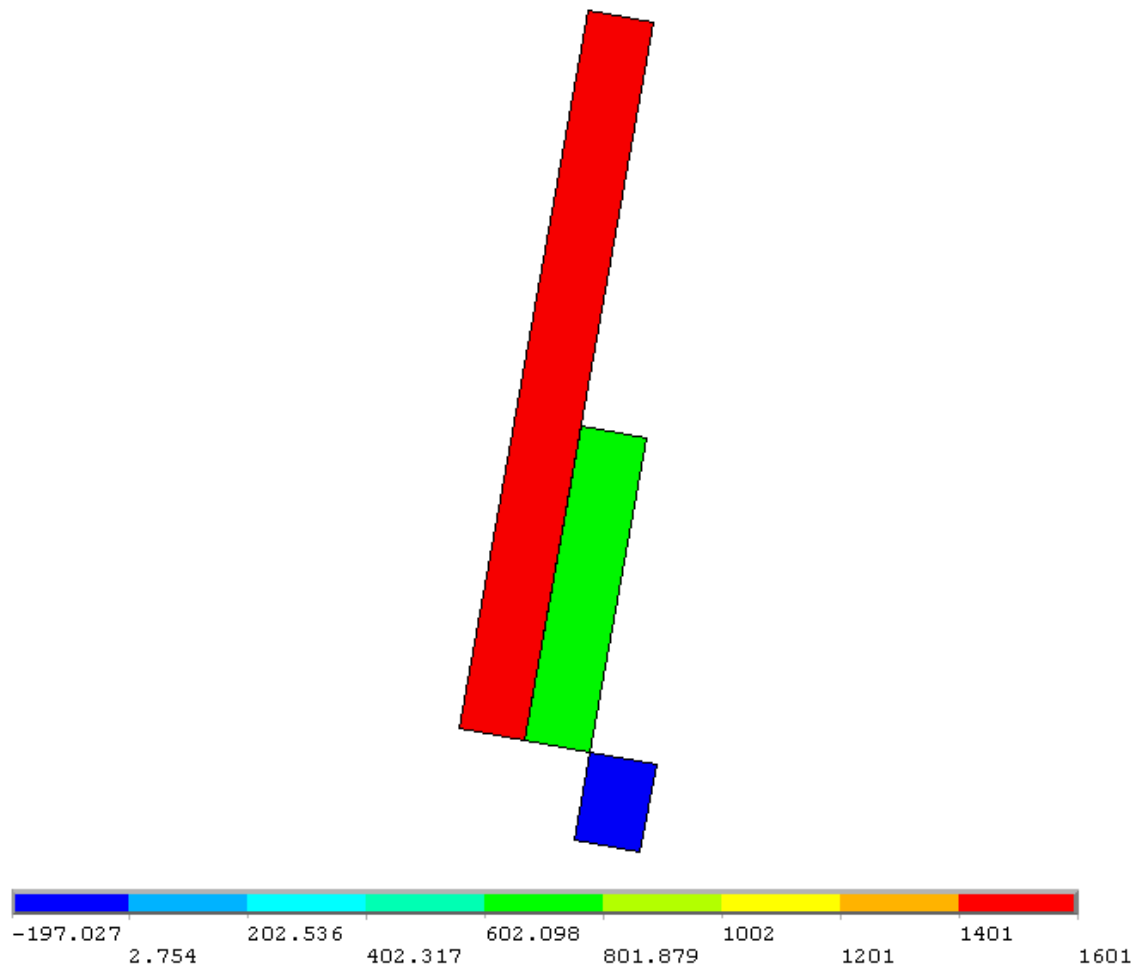


Figura 49. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de C_{mz} con perfil 150.18

$$\varphi = -\frac{-197}{1601} = -0,123$$

$$C_{mz} = 0,6 - 0,4 * 0,123 = \mathbf{0,551}$$

Cálculo de χ_y y χ_z

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{5103 * 355}{47906 * 10^3}} = 0,194 \Rightarrow \mathbf{\chi_y = \chi_z = 1}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 * E * I = \left(\frac{\pi}{0,5 * 1,348}\right)^2 * 210 * 10^9 * 1,05 * 10^7 * 10^{-12} = 47906 \text{ KN}$$

$$L_k = 0,5 * L$$

Cálculo de K_y y K_z

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{c,Rd}} = 1 + (0,194 - 0,2) * \frac{374 * 10^3}{1 * 5103 * \frac{355}{1,2}} = \mathbf{0,9985}$$

$$k_z = \frac{1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}}{1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}} = \frac{0,9474}{0,9985} = \mathbf{0,9488}$$

$$\frac{374}{1 * 5103 * \frac{0,355}{1,2}} + 0,9985 * \frac{0,704 * 19,167}{1 * 98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + 0,6 * 0,9488 * \frac{0,551 * 1,6}{98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,7262 \leq 1 \text{ **Cumple**}$$

$$N_{comp} = 353 \text{ KN}$$

$$N_{trac} = 353 \text{ KN}$$

$$M_y = 10,6 \text{ KNm}$$

$$M_z = 9,963 \text{ KNm}$$

❖ Resistencia de las diagonales a tracción y compresión:

$$N_d \leq N_{Rd} = A * f_{yd}$$

$$N_{Rd} = 5103 * \frac{0,355}{1,2} = 1509,63 \text{ KN}$$

$$353 \text{ KN} \leq 1509,63 \text{ KN} \text{ **Cumple**}$$

❖ Resistencia de las diagonales a flexión

$$M_{dy} \leq M_{rd} = W_y * f_{yd}$$

$$M_{rd} = 98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}} = 29,2 \text{ KNm}$$

$$M_{dy} = 10,6 \text{ KNm} \leq 29,2 \text{ KNm} \text{ **Cumple**}$$

$$M_{dz} \leq M_{Rd,z} = W_z * f_{yd}$$

$$M_{dz} = 9,963 \text{ KNm} \leq 29,2 \text{ KNm} \text{ **Cumple.**}$$

❖ Resistencia de las diagonales a flexotracción

$$\frac{353}{5103 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{10,6}{98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{9,963}{98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,938 \leq 1 \text{ Cumple.}$$

❖ Resistencia de las diagonales a pandeo

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A * f_{yd}} + k_y * \frac{C_{m,y} * M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_{yd}} + \alpha_z * k_z * \frac{C_{m,z} * M_{z,Ed}}{W_z * f_{yd}} \leq 1$$

Cálculo de C_{my} y C_{mz}

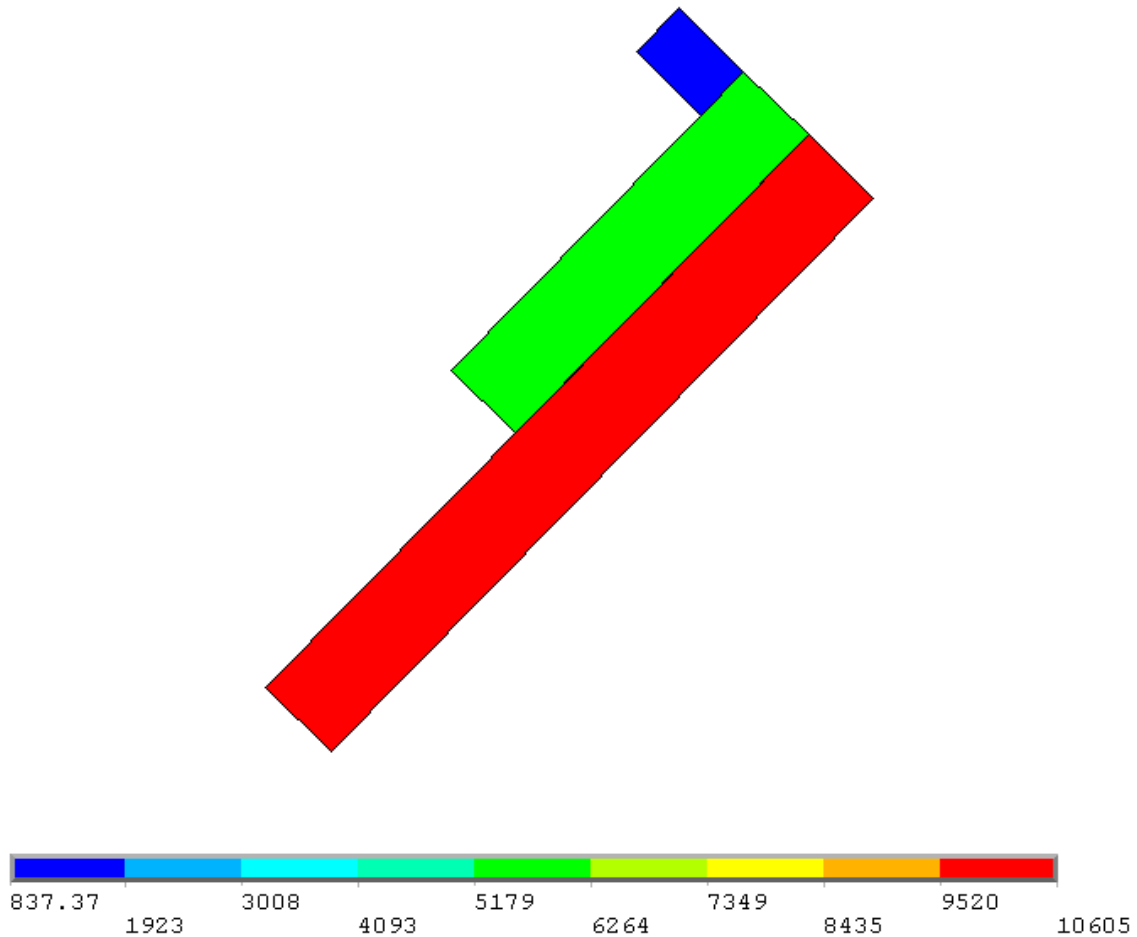


Figura 50. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de C_{m_y} con perfil 150.18.

$$\varphi = \frac{837,37}{10605} = 0,0789$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 * 0,0789 = \mathbf{0,631}$$

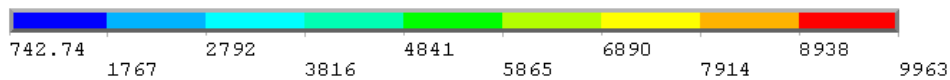
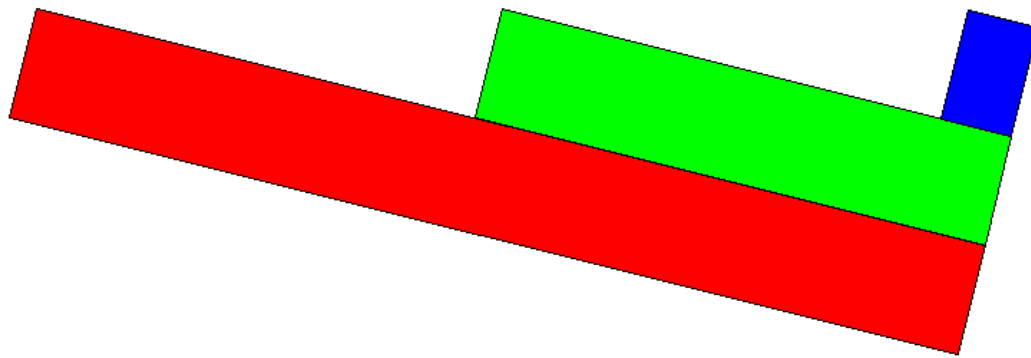


Figura 51. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de C_{mz} con perfil 150.18

$$\varphi = \frac{742,74}{9963} = 0,0745$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 * 0,0745 = \mathbf{0,63}$$

Cálculo de χ_y y χ_z

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{5103 * 355}{30769 * 10^3}} = 0,242 \Rightarrow \chi_y = \chi_z = \mathbf{0,992}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 * E * I = \left(\frac{\pi}{0,5 * 1,682}\right)^2 * 210 * 10^9 * 1,05 * 10^7 * 10^{-12} = 30769 \text{ KN}$$

$$L_k = 0,5 * L$$

Cálculo de K_y y K_z

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{c,Rd}} = 1 + (0,242 - 0,2) * \frac{353 * 10^3}{0,992 * 5103 * \frac{355}{1,2}} = \mathbf{1,001}$$

$$k_z = \frac{1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}}{1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}} = \frac{0,9716}{1,001} = \mathbf{0,9706}$$

$$\begin{aligned} & \frac{353}{0,992 * 5103 * \frac{0,355}{1,2}} + 1,001 * \frac{0,631 * 10,6}{1 * 98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + 0,6 * 0,9706 * \\ & * \frac{0,63 * 9,963}{98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,608 \leq 1 \text{ Cumple} \end{aligned}$$

La torre será dimensionada con perfiles L150.18. Aunque al aumentar el área del perfil también lo hace la fuerza del viento sobre la estructura, como se ha podido comprobar en este apartado la rotura del conductor genera esfuerzos mucho mayores que los del viento, de manera que siendo dimensionado el perfil para soportar la rotura del conductor, también soportará la sobrecarga del viento.

4.2 Análisis modal.

Dimensionados los perfiles de las vigas, se procede a realizar el análisis modal para determinar los modos de vibración de la estructura así como los valores de los factores de participación. Como se ha comentado, el método elegido en ANSYS es el de Block Lanczos.

4.2.1 Modelo de celosías con cables.

Los modos de vibración hasta un máximo de 10 Hz son:

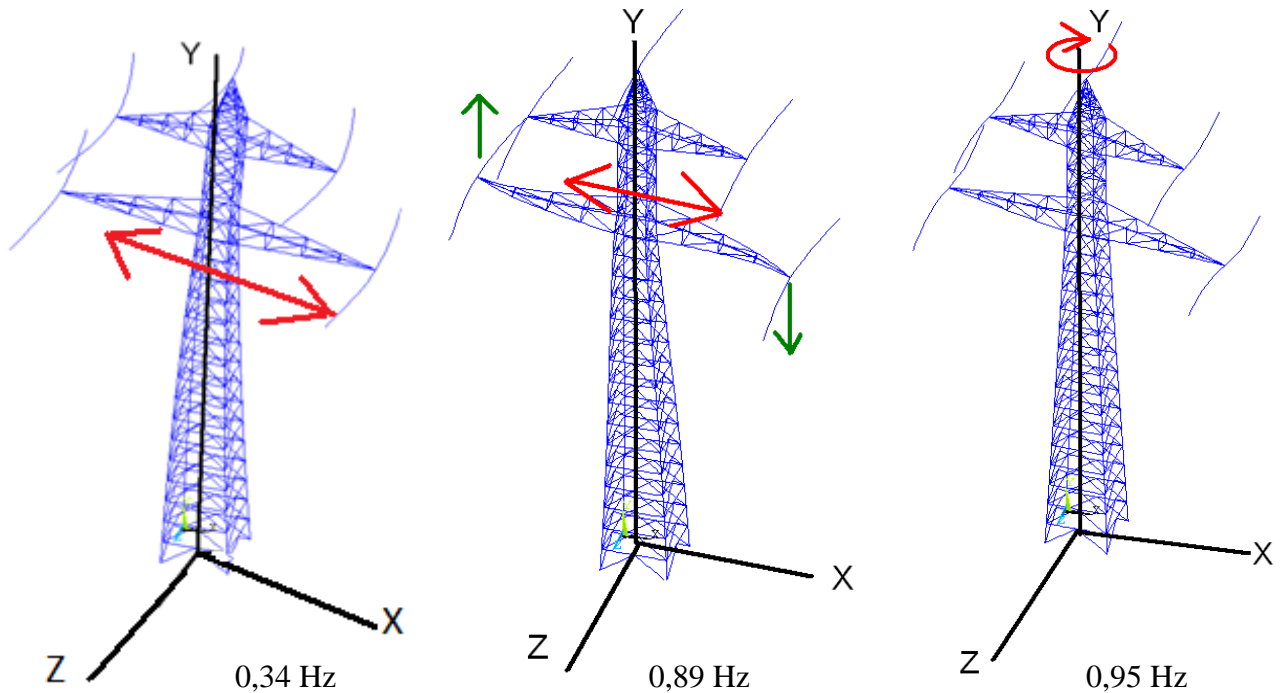


Figura 52. Modos de vibración 1-3.

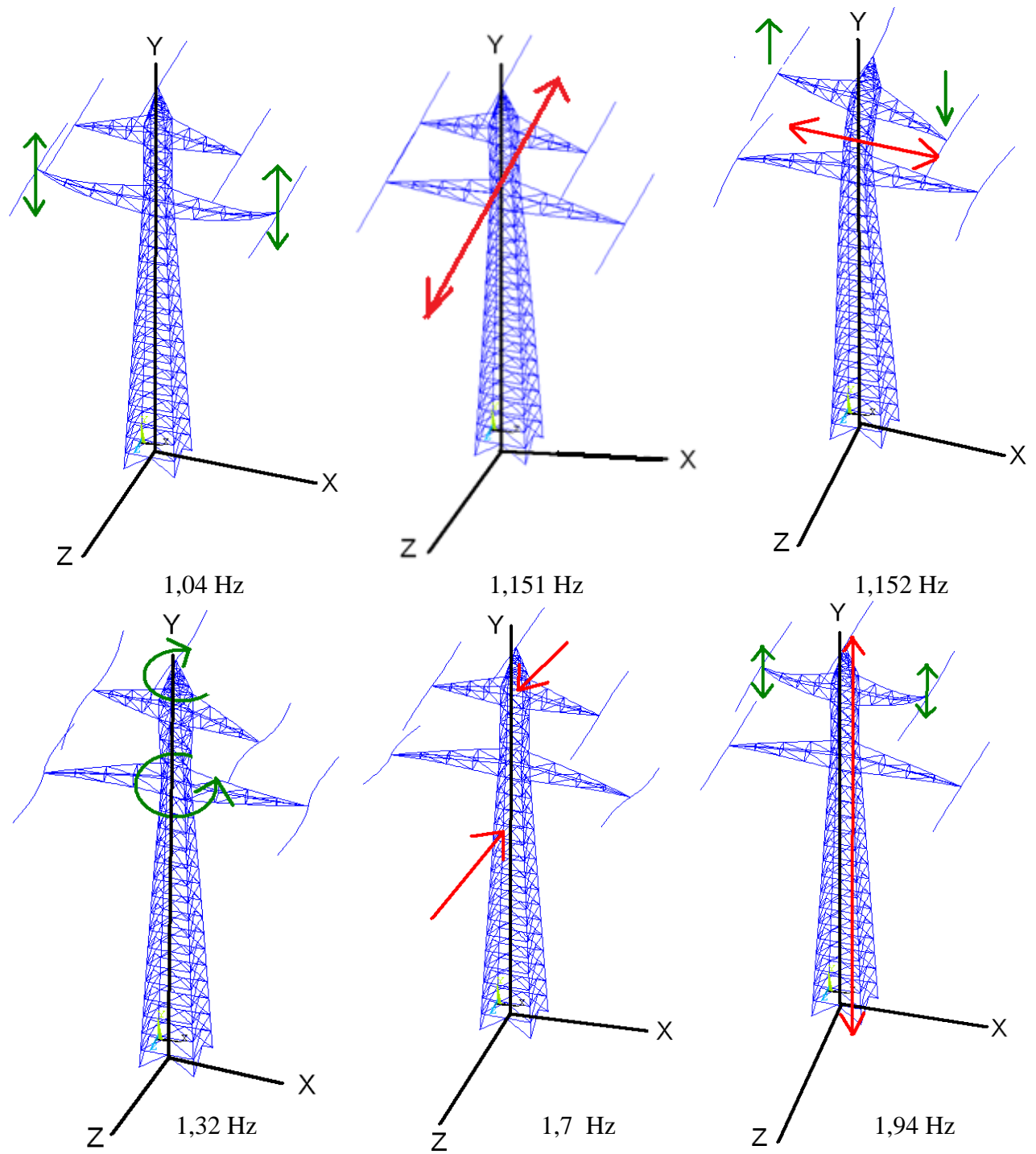


Figura 53. Modos de vibración 4-9.

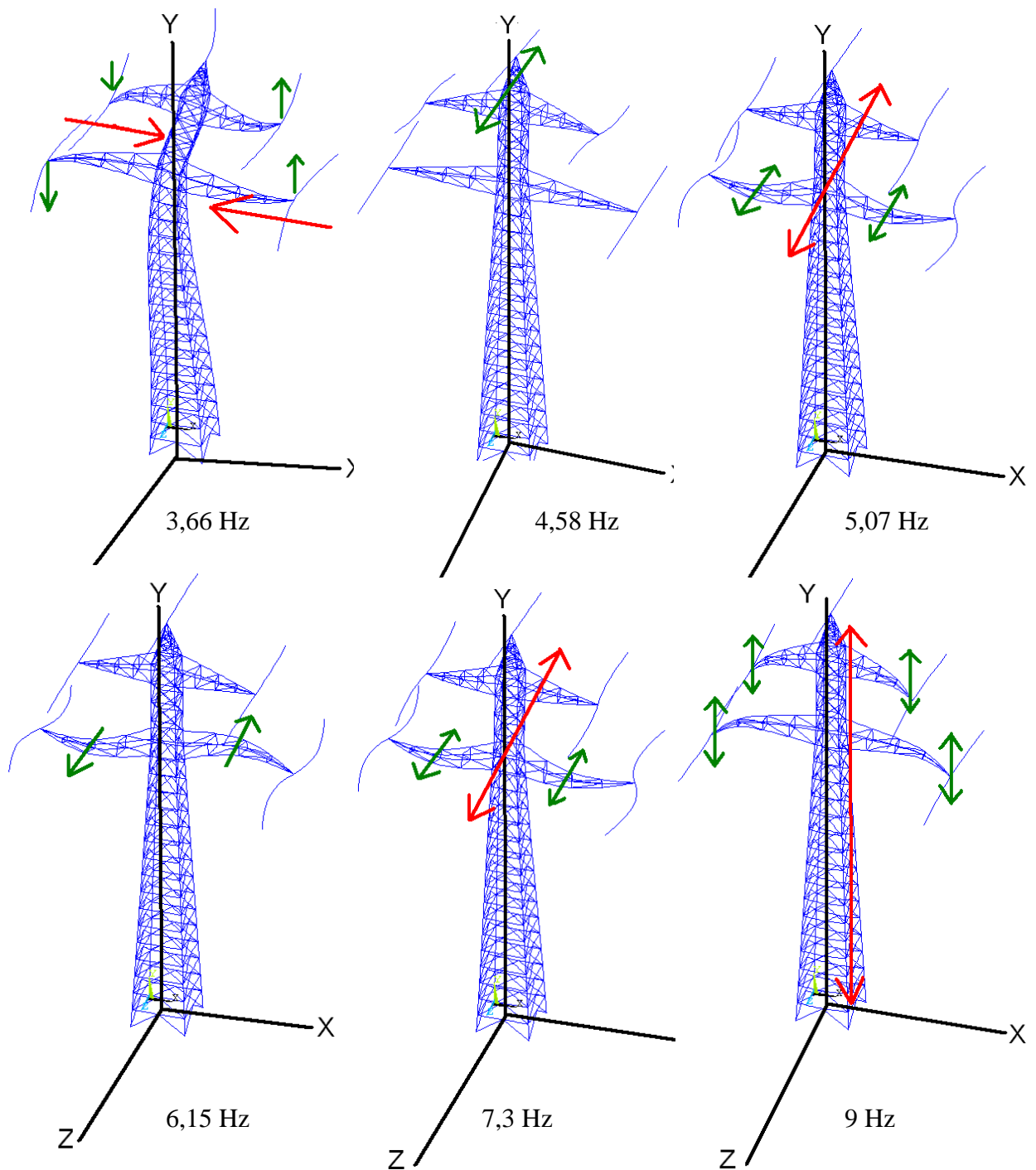


Figura 54. Modo de vibración 10-15.

El valor de la rigidez para los modos principales de flexión puede obtenerse fácilmente aplicando cargas unitarias y obteniendo la inversa de la flecha y del giro, aplicando la carga en el vértice superior.

$$U_x = 0,174 * 10^{-5} \text{m} \Rightarrow K_{U_x} = \frac{1}{0,174 * 10^{-5}} = 574,71 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$U_z = 0,161 * 10^{-6} \text{m} \Rightarrow K_{U_z} = \frac{1}{0,161 * 10^{-6}} = 6211,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

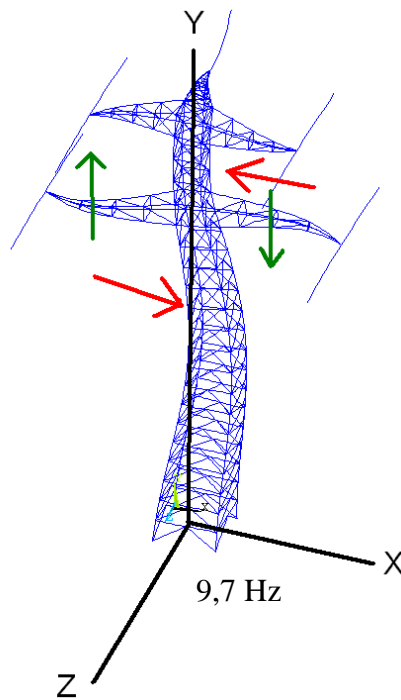


Figura 55. Modo de vibración 16.

4.2.2 Modelo de celosías sin cables.

Para conocer la influencia de la masa y de la rigidez de los cables, se ha obtenido los modos de flexión y de torsión global para el modelo de celosías de la torre sin cables.

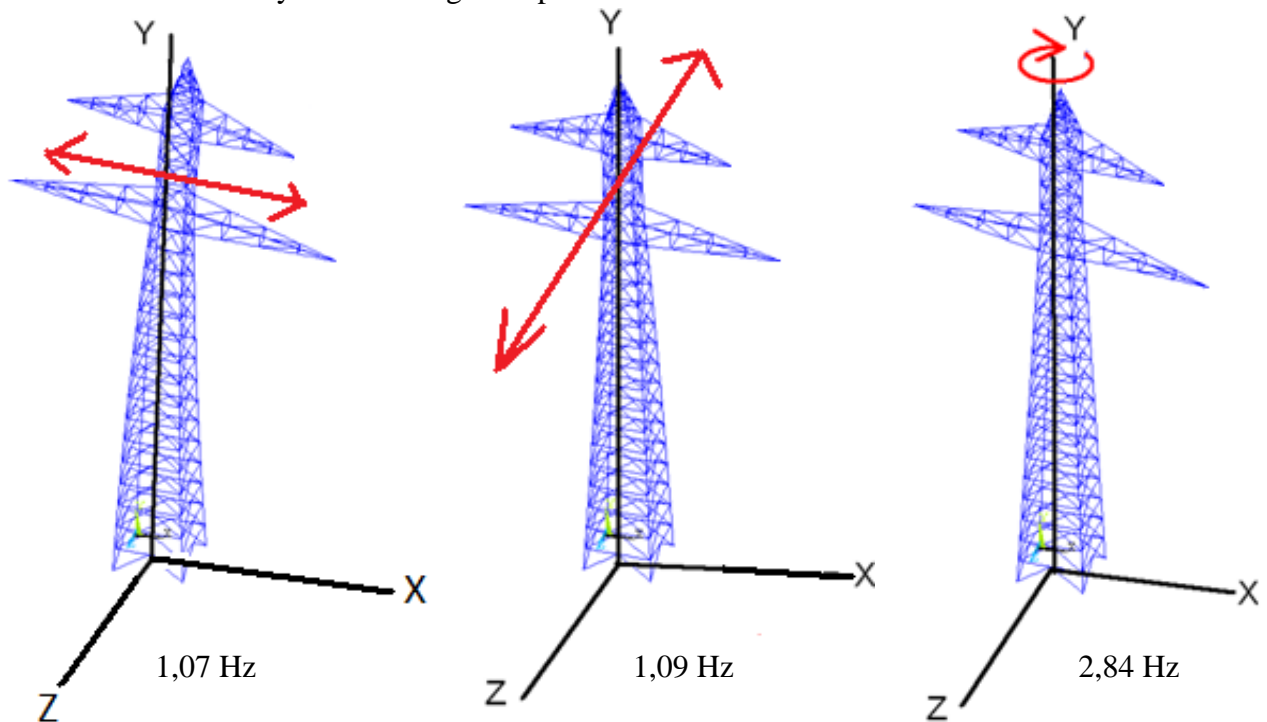


Figura 56. Modos de vibración de flexión y de torsión para la torre sin cables.

Procediendo análogamente para determinar las rigideces:

$$U_x = 0,174 * 10^{-5} \text{m} \Rightarrow K_{U_x} = \frac{1}{0,174 * 10^{-5}} = 574,71 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$U_z = 0,174 * 10^{-5} \text{m} \Rightarrow K_{U_z} = \frac{1}{0,174 * 10^{-5}} = 574,71 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$K_{U_x} = K_{U_z} = K_t = 574,71 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Las alas no crean una asimetría importante, al ser iguales las rigideces en X y Z para la torre sin cables. Sin embargo, al colocar los cables se genera una asimetría de rigidez muy considerable, al aumentar en más de diez veces para el eje Z. Por ello, al colocar los cables se produce un retraso de la flexión en X de ser el segundo modo de vibración a ser el quinto y la frecuencia propia de la flexión según Z disminuye tres veces, y aunque la torsión sigue siendo el tercer modo, su frecuencia ha disminuido otras tres veces, con lo cual el aumento de la rigidez a torsión no compensa la excentricidad másica que supone la colocación de los cables.

4.2.3 Modelo de masas concentradas de la línea eléctrica.

Conocida la rigidez de la torre con cables en el modelo de celosías y sus frecuencias naturales, se ha utilizado el modelo de masas concentradas para determinar si los parámetros son extrapolables a una línea eléctrica compuesta por tres torres. En caso afirmativo, las frecuencias naturales del modelo de celosías y del modelo de masas concentradas deben ser semejantes. Los modos elegidos para ser comparados son los de flexión global y el de torsión.

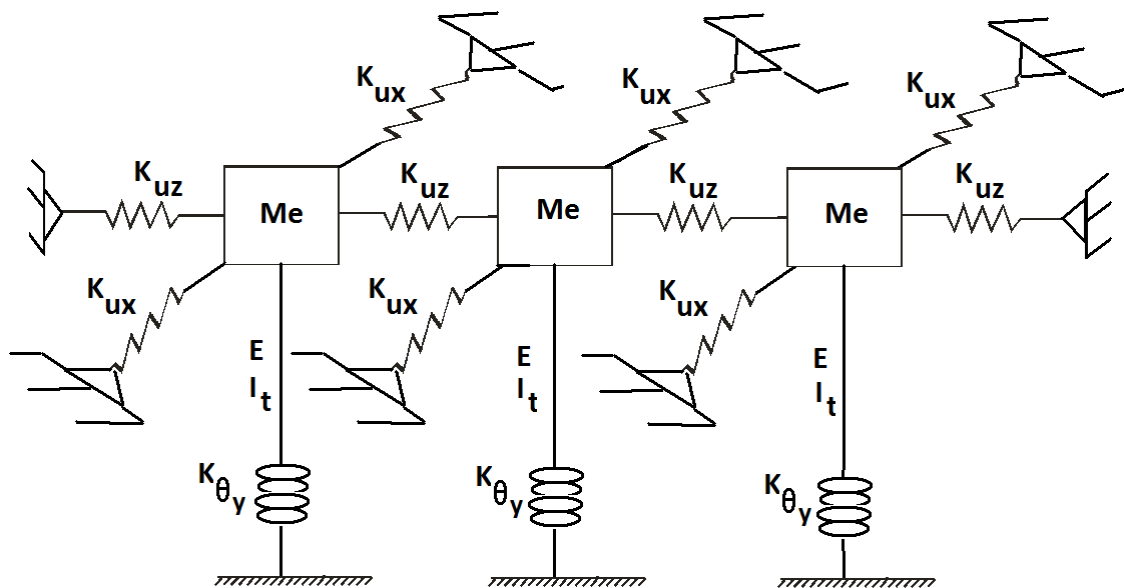


Figura 37. Modelo de masas concentradas de una línea eléctrica.

siendo:

$$K_{uz} = \text{rigidez longitudinal con cables del modelo de celosías} = 6211,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$K_{ux} = \text{rigidez transversal sin cables del modelo de celosías} = 574,71 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$M_e = (M_x, 0, M_z, 0, I_t, 0)$$

$$M_x = M_z = 251,66 \text{ Tn}$$

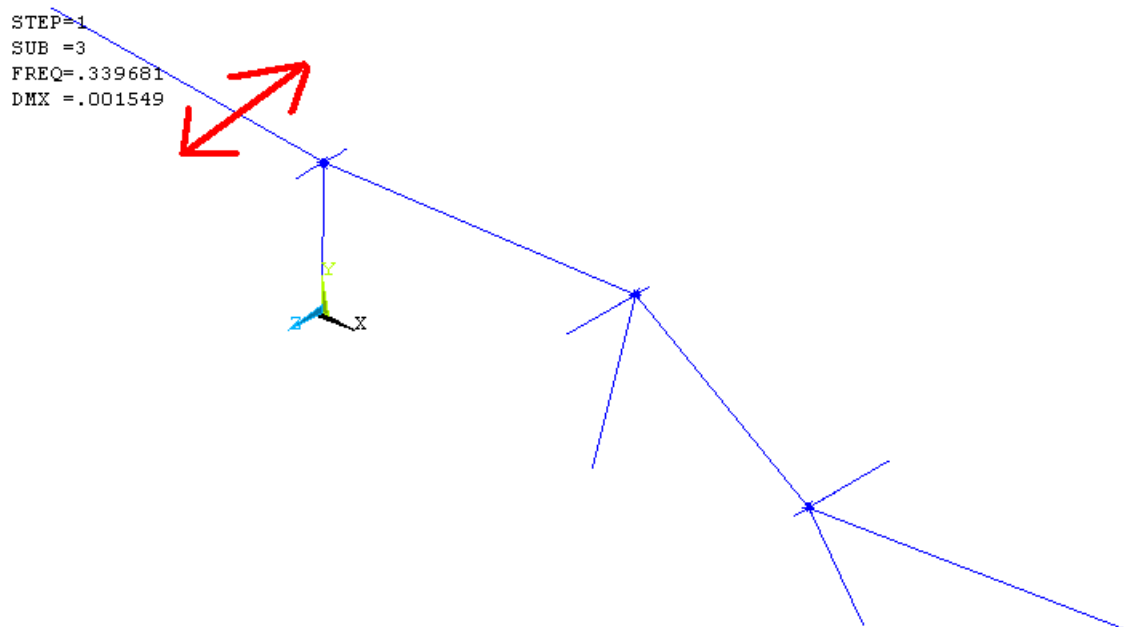
$$I_t = \text{momento de inercia másico del modelo de celosías} = 0,3067 * 10^8 \text{ Kg} * \text{m}^2$$

M_e son datos que proporciona ANSYS, correspondiendo a la masa de la torre con cables y a la inercia másica rotacional del modelo de celosías. La masa tan elevada se debe al hecho de haber elegido el perfil L.150.18 para toda la estructura

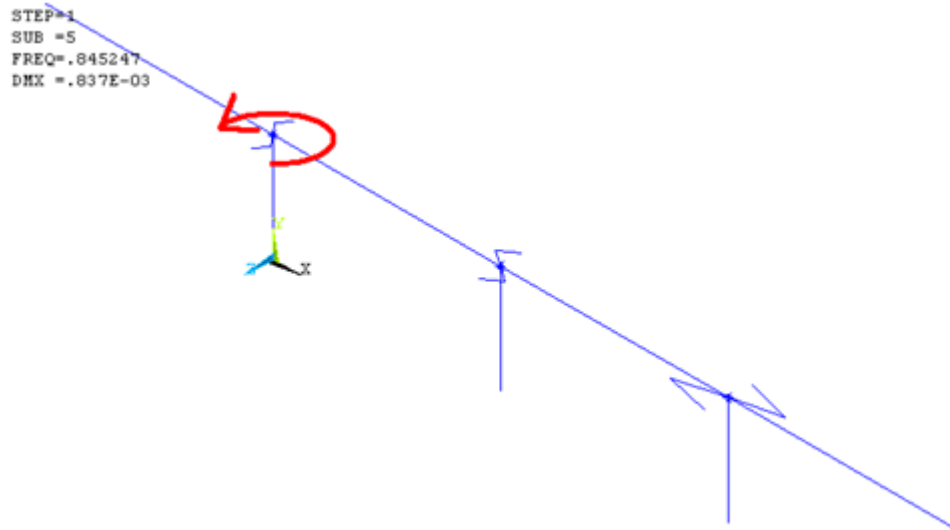
La rigidez a torsión, $K_{\theta y}$, se determina aplicando la inversa al giro creado por un par torsor unitario.

$$K_{\theta y} = 865,05 * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{rad}}$$

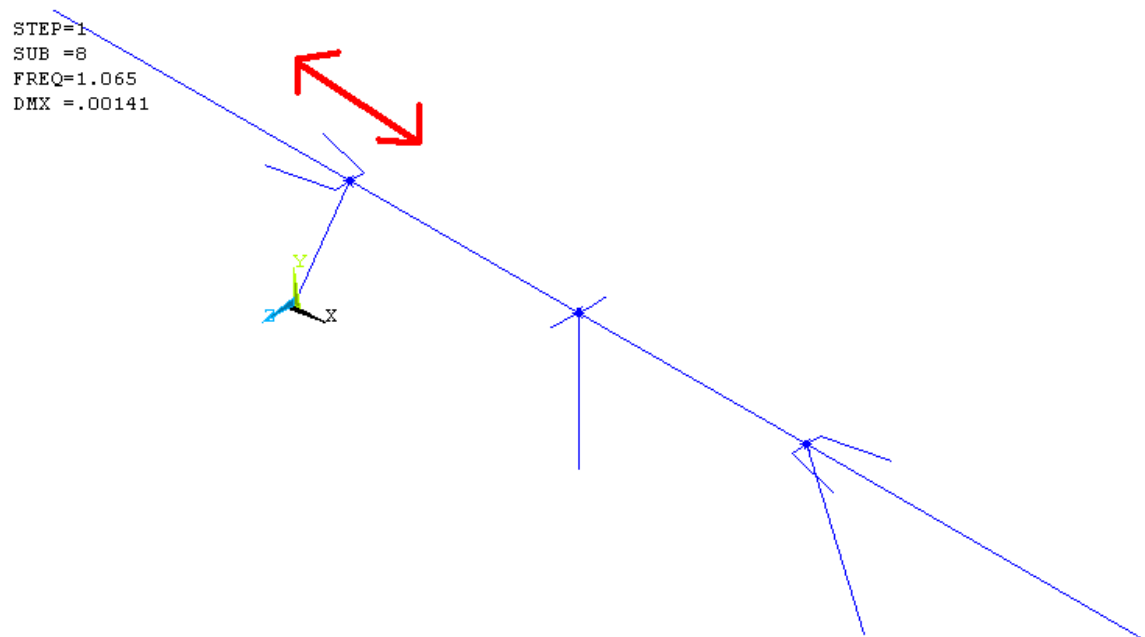
De esta manera, los modos de vibración del modelo de masas concentradas resulta:



*Figura 57. Modos de flexión transversal para el modelo de masas concentradas.
0,339 Hz.*



*Figura 58. Modos de torsión para el modelo esquemático de masas concentradas.
0,845 Hz.*



*Figura 59. Modos de flexión longitudinal para el modelo de masas concentradas.
1,065 Hz.*

Comparando los valores de las frecuencias propias con las obtenidas para el modelo de celosías, se concluye que el modelo de las masas concentradas es válido para determinar el comportamiento modal global de una línea eléctrica compuesta por varias torres.

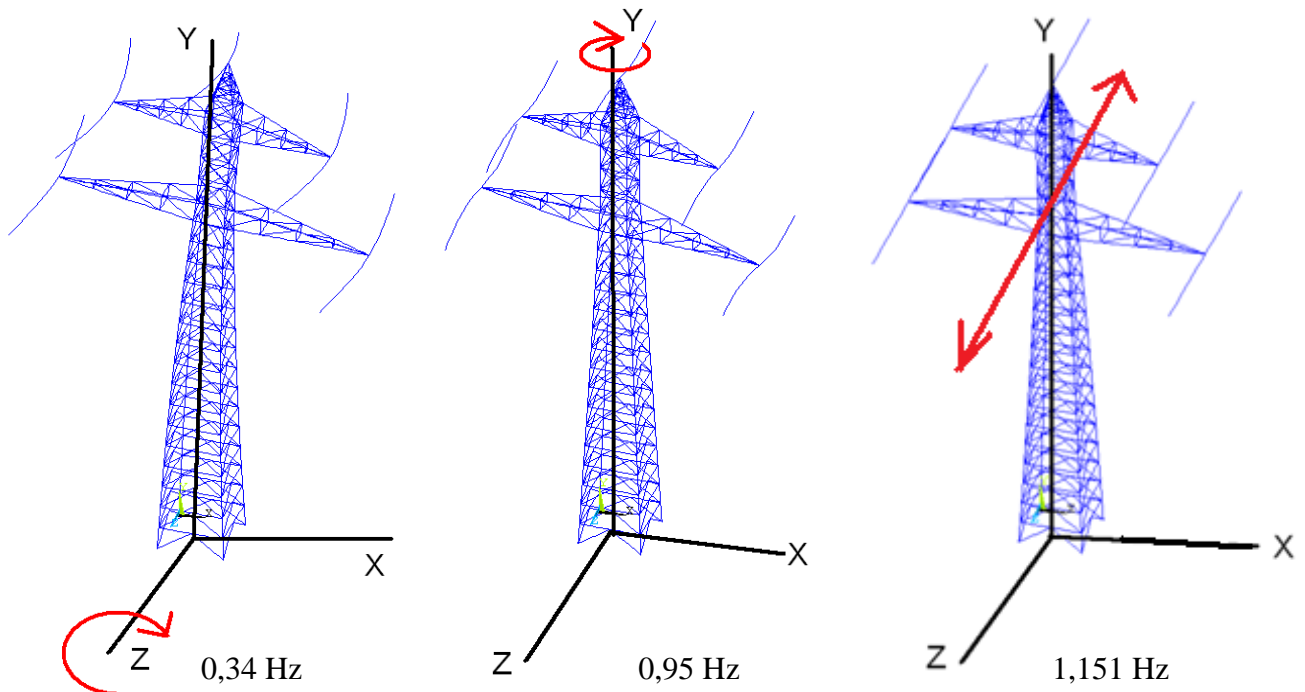


Figura 60. Modos de vibración de flexión y de torsión para la torre con cables.

4.3 Análisis modal-espectral.

4.3.1 Determinación de los espectros de respuesta elástica.

Se ha utilizado la Norma de construcción sismorresistente NCSE-02: Parte general y edificación (Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre. B.O.E: nº 244, de 11 de octubre de 2002). De los cuatro capítulos por los que está formada, son los dos primeros los que corresponden a la obtención de los períodos característicos y de los espectros de respuesta.

4.3.1.1 Clasificación de la torre de alta tensión.

En el caso de las torres de alta tensión, a pesar de que su desplome puede provocar electrocuciones y/o aplastamientos, se sitúan en la medida de lo posible en zonas no transitadas. Por ello, en este Proyecto Fin de Carrera se ha considerado que son de importancia normal.

4.3.1.2 Aceleración sísmica básica.

La aceleración sísmica básica y el coeficiente de contribución k se han determinado partiendo del mapa de peligrosidad sísmica así como del anejo 1 facilitados por la Norma.

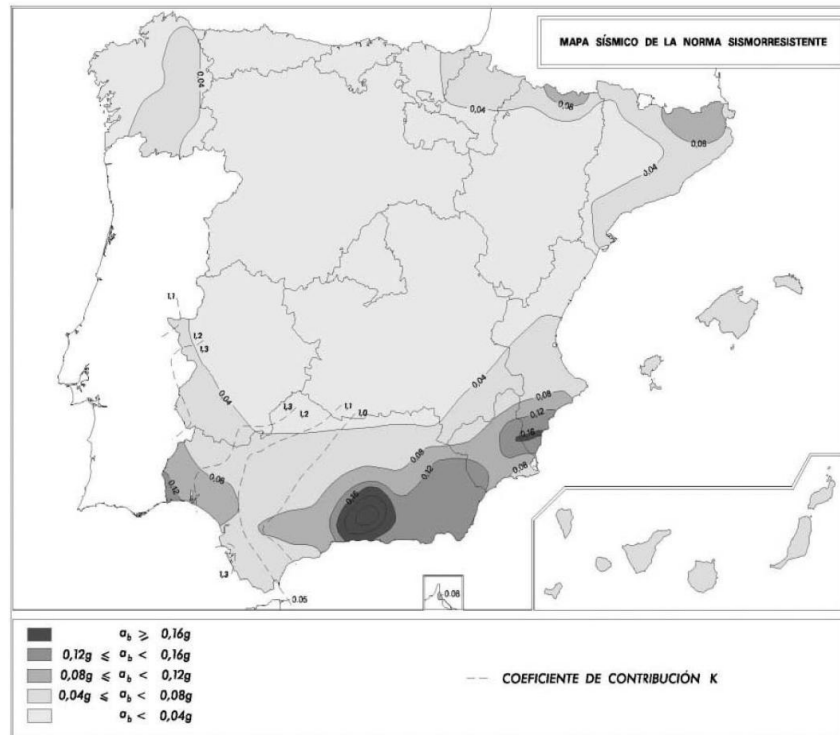


Figura 61: Mapa sísmico de aceleraciones.

A modo de ejemplo, se ha obtenido los parámetros para tres municipios españoles.

❖ Comunidad autónoma de Galicia: municipio de Melide, provincia de La Coruña.

- $a_b = 0,04g$.
- $k = 1$.

❖ Comunidad autónoma de Cataluña: municipio de Camprodón, provincia de Gerona.

- $a_b = 0,11g$.
- $k = 1$.

❖ Comunidad autónoma de Andalucía: municipio de Escúzar, provincia de Granada.

- $a_b = 0,25g$.
- $k = 1$.

4.3.1.3 Aceleración sísmica de cálculo.

Una vez conocida la aceleración sísmica básica de cada uno de los municipios, se ha hallado la aceleración sísmica de cálculo, a_c :

$$a_c = a_b \cdot \rho \cdot S$$

donde:

- ❖ a_b : aceleración sísmica básica, determinada en el apartado anterior.
- ❖ ρ : coeficiente adimensional de riesgo, que en el caso de estructuras de importancia normal toma el valor 1.
- ❖ S : coeficiente de amplificación del terreno. Su valor depende del producto $a_b \cdot \rho$, y por tanto, será distinto en cada caso.
 - Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1 \text{ g}$
 $S = C/1,25$
 - Para $0,1 \text{ g} < \rho \cdot a_b < 0,4 \text{ g}$
 $S = C/1,25 + 3,33 (\rho \cdot (a_b/g) - 0,1) (1 - (C / 1,25))$
 - Para $0,4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b$
 $S = 1,0$
- ❖ C es el coeficiente de terreno, que depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación.
 - Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750 \text{ m/s}$.
 - Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400 \text{ m/s}$.
 - Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$.
 - Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200 \text{ m/s}$.

Tipo de terreno	Coefficiente C
I	1
II	1,3
III	1,6
IV	2

Tabla 13. Valores del coeficiente C en función del tipo de terreno.

Considerando los terrenos tipo I, III y IV, se ha obtenido los siguientes valores:

Terreno tipo I					
Municipio	a_b	ρ	$\rho \cdot ab$	c	s
Melide	0,04 g	1	$0,04 \text{ g} \leq 0,1 \text{ g}$	1	0,8
Camprodón	0,11 g	1	$0,1 \text{ g} \leq 0,11 \text{ g} \leq 0,4 \text{ g}$	1	0,81
Escúzar	0,25 g	1	$0,1 \text{ g} \leq 0,25 \text{ g} \leq 0,4 \text{ g}$	1	0,9

Tabla 14. Valor del coeficiente S en terreno tipo I.

Terreno tipo III					
Municipio	a_b	ρ	$\rho \cdot ab$	c	s
Melide	0,04 g	1	$0,04 \text{ g} \leq 0,1 \text{ g}$	1,6	1,28
Camprodón	0,11 g	1	$0,1 \text{ g} \leq 0,11 \text{ g} \leq 0,4 \text{ g}$	1,6	1,27
Escúzar	0,25 g	1	$0,1 \text{ g} \leq 0,25 \text{ g} \leq 0,4 \text{ g}$	1,6	1,14

Tabla 15. Valor del coeficiente S en terreno tipo III.

Terreno tipo IV					
Municipio	a_b	ρ	$\rho \cdot ab$	c	s
Melide	0,04 g	1	$0,04 \text{ g} \leq 0,1 \text{ g}$	2	1,6
Camprodón	0,11 g	1	$0,1 \text{ g} \leq 0,11 \text{ g} \leq 0,4 \text{ g}$	2	1,58
Escúzar	0,25 g	1	$0,1 \text{ g} \leq 0,25 \text{ g} \leq 0,4 \text{ g}$	2	1,3

Tabla 16. Valor del coeficiente S en terreno tipo IV.

Conocidos los coeficientes C y S, tras aplicar la fórmula citada anteriormente, las aceleraciones sísmicas de cálculo han resultado:

	Terreno tipo I	Terreno tipo III	Terreno tipo IV
Melide	$a_c = 0,032 \text{ g}$	$a_c = 0,051 \text{ g}$	$a_c = 0,064 \text{ g}$
Camprodón	$a_c = 0,088 \text{ g}$	$a_c = 0,14 \text{ g}$	$a_c = 0,174 \text{ g}$
Escúzar	$a_c = 0,225 \text{ g}$	$a_c = 0,285 \text{ g}$	$a_c = 0,325 \text{ g}$

Tabla 17. Valor de la aceleración sísmica de cálculo para las distintas regiones y tipos de terreno.

4.3.1.4 Gráficas de los espectros.

El espectro normalizado se ha hallado de la siguiente forma:

- ❖ Si $T < T_A \Rightarrow \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T / T_A$
- ❖ Si $T_A \leq T \leq T_B \Rightarrow \alpha(T) = 2,5$
- ❖ Si $T > T_B \Rightarrow \alpha(T) = K \cdot C / T$

siendo:

- ❖ $\alpha(T)$: Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.
- ❖ T : Período propio del oscilador en segundos.
- ❖ K : Coeficiente de contribución, referido en 2.1.
- ❖ C : Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4.
- ❖ T_A, T_B : Períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:
 - $T_A = K \cdot C / 10$
 - $T_B = K \cdot C / 2,5$

Los períodos característicos obtenidos para cada tipo de terreno son los siguientes:

Terreno tipo I

$$T_A = \frac{1 \cdot 1}{10} = 0,1 \text{ s}$$

$$T_B = \frac{1 \cdot 1}{2,5} = 0,4 \text{ s}$$

Terreno tipo III

$$T_A = \frac{1 \cdot 1,6}{10} = 0,16 \text{ s}$$

$$T_B = \frac{1 \cdot 1,6}{2,5} = 0,64 \text{ s}$$

Terreno tipo IV

$$T_A = \frac{1 \cdot 2}{10} = 0,2 \text{ s}$$

$$T_B = \frac{1 \cdot 2}{2,5} = 0,8 \text{ s}$$

Dado que ANSYS trabaja con frecuencias es necesario calcular la inversa de los valores anteriores:

Terreno tipo I

$$f_A = \frac{1}{0,1} = 10 \text{ Hz}$$

$$f_B = \frac{1}{0,4} = 2,5 \text{ Hz}$$

Terreno tipo III

$$f_A = \frac{1}{0,16} = 6,25 \text{ Hz}$$

$$f_B = \frac{1}{0,64} = 1,56 \text{ Hz}$$

Terreno tipo IV

$$f_A = \frac{1}{0,2} = 5 \text{ Hz}$$

$$f_B = \frac{1}{0,8} = 1,25 \text{ Hz}$$

Conocidos los valores de las frecuencias características, se ha definido los siguientes espectros de respuesta, correspondientes al terreno tipo I y tipo IV:

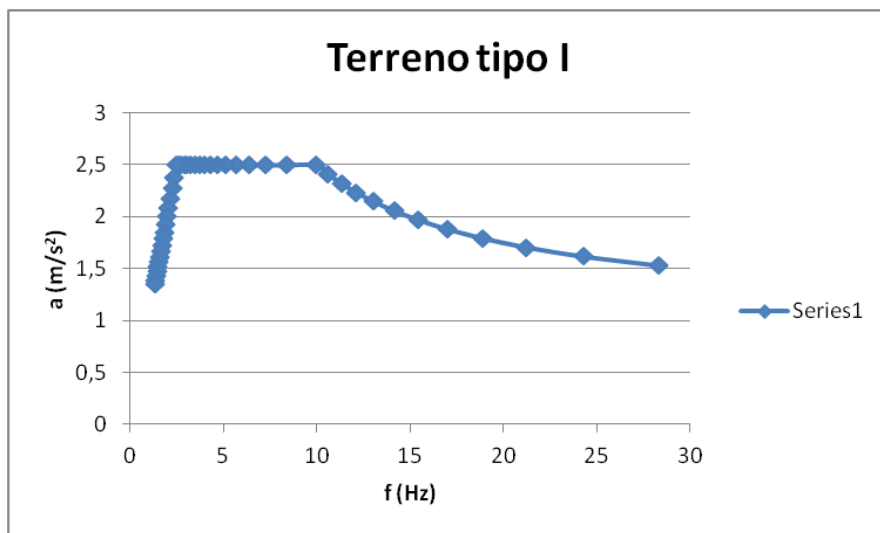


Figura 62. Espectro de respuesta para terreno tipo I.

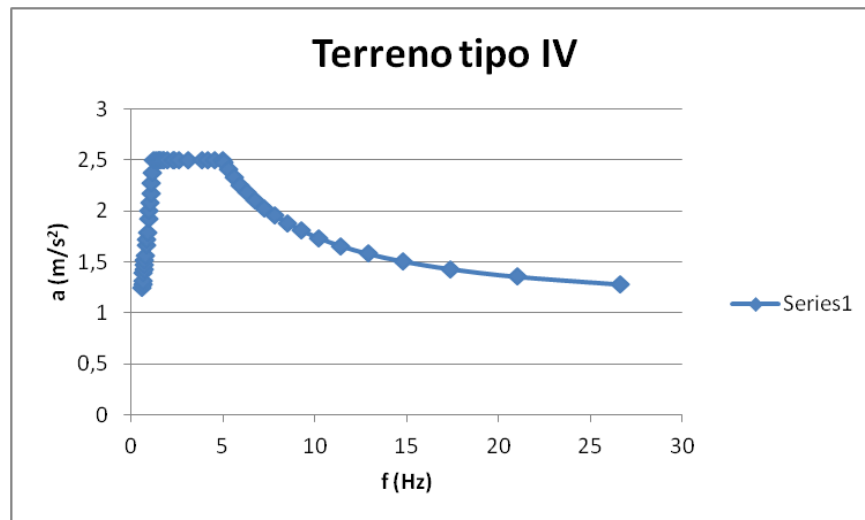


Figura 63. Espectro de respuesta para terreno tipo IV.

4.3.2 Verificación y redimensionado de perfiles.

Los modos de vibración más peligrosos para la torre son aquellos que cumplen cualquiera de las siguientes características:

- ❖ Elevado factor de participación.
- ❖ Comprendido entre frecuencias características.

Se ha analizado qué modos, en virtud de estas características, son susceptibles de provocar las resonancias más perjudiciales para la torre, optimizándose el perfil de las vigas con el fin de disminuir la masa total de la estructura. El modelo sobre el que se ha aplicado estos análisis corresponde al de celosías de la torre con cables, siendo el perfil de partida el determinado en el análisis estático, L 150x150x18 mm.

En la siguiente tabla se recoge el valor máximo del factor de participación de cada modo y el grado de libertad en el que se da.

MODO	Frecuencia (Hz)	Factor par. máximo	G.D.L
1	0,343	17735	RotZ
2	0,89	4657,5	RotZ
3	0,953	5116,7	RotY
4	1,038	947,15	RotX
5	1,151	17372	RotX
6	1,152	2624,1	RotZ
7	1,319	313,78	RotY
8	1,702	3594,9	ROTx
9	1,939	891,37	RotX
10	3,658	910,68	RotZ
11	4,576	1551,2	RotX
12	5,077	689,84	RotX
13	6,147	68,54	RotY
14	7,301	693,78	RotX
15	9,008	556,39	RotX
16	9,689	718,09	RotZ

Tabla 18. Factores de participación de los modos.

4.3.2.1 Verificación según mayor factor de participación modal.

Los modos de flexión global presentan los mayores factores de participación, llegando a quintuplicar el resto. Conviene realizar el análisis espectral para cada uno, introduciendo en ANSYS el valor de la frecuencia correspondiente en el análisis modal: 0,343 Hz para el modo transversal y 1,151 Hz para el longitudinal.

Los montantes experimentan axiles muy elevados para estos dos modos de vibración, de manera que va a estudiarse si pueden dimensionarse con el perfil L150.18 obtenido en el caso estático.

Introduciendo en ANSYS el espectro de terreno tipo IV multiplicado por la aceleración sísmica de cálculo correspondiente a la sísmica básica de 0,25 g (el espectro vertical se multiplica por 0,7 adicional), los esfuerzos máximos en los montantes son:

$$N_t = 2400 \text{ KN}$$

$$M_{yt} = 4,82 \text{ KNm}$$

$$M_{zt} = 5,4 \text{ KNm}$$

$$N_L = 219 \text{ KN}$$

$$M_{yL} = 567,11 \text{ Nm}$$

$$M_{zL} = 603 \text{ Nm}$$

A pesar de poseer factores de participación similares, los esfuerzos obtenidos son muchísimo mayores en la flexión transversal que en la longitudinal. Por tanto, se estudiará el perfil de los montantes para la flexión transversal.

❖ Resistencia de los montantes a tracción y compresión:

$$N_d \leq N_{Rd} = A * f_{yd}$$

$$N_{Rd} = 5103 * \frac{0,355}{1,2} = 1510 \text{ KN}$$

$$2400 \text{ KN} \geq 1510 \text{ KN} \text{ No cumple}$$

$$N_{Rd} = 2400 = A * \frac{0,355}{1,2}$$

$$A = \frac{2400 * 1,2}{0,355} = 8112,67 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Perfil L200.22}$$

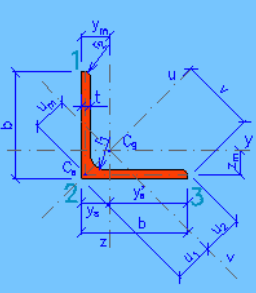
L 200x200x22			
Dimensiones		Propiedades del perfil al eje secundario	
		Eje y	Eje z
		$I_y = 3.09E+7 \text{ mm}^4$	$I_z = 3.09E+7 \text{ mm}^4$
		$W_{y1} = 2.17E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 2.17E+5 \text{ mm}^3$
		$W_{y2} = 5.37E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 5.37E+5 \text{ mm}^3$
		$i_y = 60.9 \text{ mm}$	$i_z = 60.9 \text{ mm}$
		Propiedades del perfil al eje principal	
		Eje u	Eje v
		$I_u = 4.92E+7 \text{ mm}^4$	$I_v = 1.27E+7 \text{ mm}^4$
$b = 200 \text{ mm}$	$A = 8351 \text{ mm}^2$	$W_{u1} = 3.48E+5 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 1.56E+5 \text{ mm}^3$
$t = 22 \text{ mm}$	$G = 65.55 \text{ kg.m}^{-1}$	$i_u = 76.7 \text{ mm}$	$W_{v3} = 1.77E+5 \text{ mm}^3$
$r_1 = 18 \text{ mm}$	$A_L = 0.7845 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	$u_m = 65.9 \text{ mm}$	$i_v = 39 \text{ mm}$
$r_2 = 9 \text{ mm}$	$v = 141.4 \text{ mm}$	Torsión y pandeo local	
$y_s = 57.6 \text{ mm}$	$u_1 = 81.5 \text{ mm}$	$I_t = 1.37E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 86.1 \text{ mm}$
$y'_s = 142.4 \text{ mm}$	$u_2 = 71.8 \text{ mm}$	$I_{yz} = 1.82E+7 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 108 \text{ mm}$

Tabla 19. Propiedades del perfil 200.22.

❖ Resistencia de los montantes a flexión

$$M_d \leq M_{Rd} = W * f_{yd}$$

$$M_{Rd,z} = 2,17 * 10^5 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}} = 64,2 \text{ KNm}$$

$$M_{dy} = 4,82 \text{ KNm} \leq 64,2 \text{ KNm} \text{ Cumple.}$$

$$M_{dz} = 5,4 \text{ KNm} \leq 64,2 \text{ KNm} \text{ Cumple.}$$

❖ Resistencia de los montantes a flexotracción

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

$$\frac{2400}{8351 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{4,82}{217000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{5,4}{217000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,13 \geq 1 \text{ No cumple}$$

Perfil L 200.23

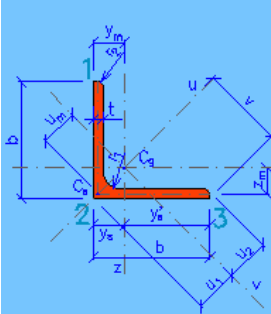
L 200x200x23		
Dimensiones		
		
Propiedades del perfil al eje secundario		
Eje y	Eje z	
$I_y = 3.21E+7 \text{ mm}^4$	$I_z = 3.21E+7 \text{ mm}^4$	
$W_{y1} = 2.26E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 2.26E+5 \text{ mm}^3$	
$W_{y2} = 5.54E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 5.54E+5 \text{ mm}^3$	
$i_y = 60.8 \text{ mm}$	$i_z = 60.8 \text{ mm}$	
Propiedades del perfil al eje principal		
Eje u	Eje v	
$I_u = 5.10E+7 \text{ mm}^4$	$I_v = 1.32E+7 \text{ mm}^4$	
$W_{u1} = 3.61E+5 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 1.62E+5 \text{ mm}^3$	
$i_u = 76.6 \text{ mm}$	$W_{v3} = 1.84E+5 \text{ mm}^3$	
$u_m = 65.8 \text{ mm}$	$i_v = 39 \text{ mm}$	
$b = 200 \text{ mm}$	$A = 8706 \text{ mm}^2$	
$t = 23 \text{ mm}$	$G = 68.34 \text{ kg.m}^{-1}$	
$r_1 = 18 \text{ mm}$	$A_L = 0.7845 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	
$r_2 = 9 \text{ mm}$	$v = 141.4 \text{ mm}$	
$y_s = 58 \text{ mm}$	$u_1 = 82 \text{ mm}$	
$y'_s = 142 \text{ mm}$	$u_2 = 71.9 \text{ mm}$	
	Torsión y pandeo local	
	$I_t = 1.55E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 85.9 \text{ mm}$
	$I_{yz} = 1.89E+7 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 108 \text{ mm}$

Tabla 20. Propiedades del perfil L200.23

$$\frac{2400}{8706 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{4,82}{226000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{5,4}{226000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,08 \geq 1 \text{ No cumple.}$$

Perfil L200.26

$$\frac{2400}{9759 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{4,82}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{5,4}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,968 \leq 1 \text{ Cumple.}$$

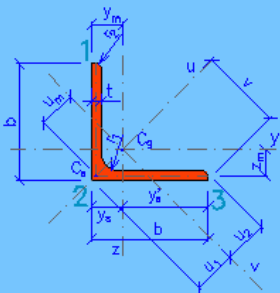
L 200x200x26			
Dimensiones			
		Propiedades del perfil al eje secundario	
		Eje y	Eje z
		$I_y = 3.56E+7 \text{ mm}^4$	$I_z = 3.56E+7 \text{ mm}^4$
		$W_{y1} = 2.53E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 2.53E+5 \text{ mm}^3$
		$W_{y2} = 6.02E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 6.02E+5 \text{ mm}^3$
		$i_y = 60.4 \text{ mm}$	$i_z = 60.4 \text{ mm}$
		Propiedades del perfil al eje principal	
		Eje u	Eje v
		$I_u = 5.64E+7 \text{ mm}^4$	$I_v = 1.48E+7 \text{ mm}^4$
		$W_{u1} = 3.99E+5 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 1.77E+5 \text{ mm}^3$
		$i_u = 76.1 \text{ mm}$	$W_{v3} = 2.04E+5 \text{ mm}^3$
		$u_m = 65.2 \text{ mm}$	$i_v = 38.9 \text{ mm}$
		Torsión y pandeo local	
		$I_t = 2.20E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 85.4 \text{ mm}$
		$I_{yz} = 2.08E+7 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 107 \text{ mm}$

Tabla 21. Propiedades del perfil 200.26

❖ Resistencia de los montantes a flexocompresión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A * f_{yd}} + k_y * \frac{C_{m,y} * M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_{yd}} + \alpha_z * k_z * \frac{C_{m,z} * M_{z,Ed}}{W_z * f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * A * f_{yd}} + \alpha_y * k_y * \frac{C_{m,y} * M_{y,Ed}}{W_y * f_{yd}} + k_z * \frac{C_{m,z} * M_{z,Ed}}{W_z * f_{yd}} \leq 1$$

Cálculo de C_{my} y C_{mz}

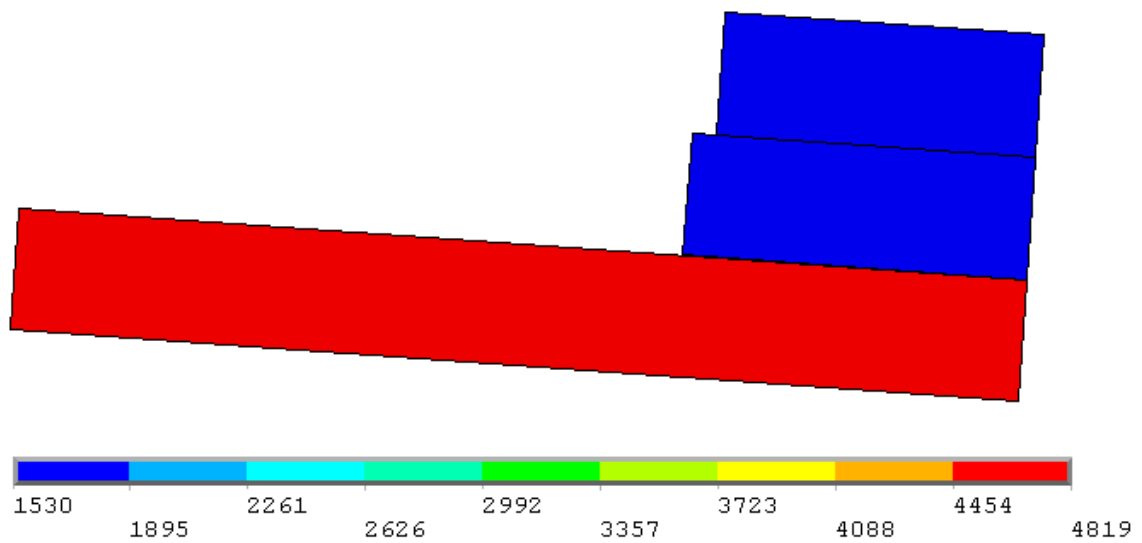


Figura 64. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de C_{my} con perfil 200.26

$$\varphi = \frac{1530}{4819} = 0,317$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 * 0,317 = \mathbf{0,73}$$

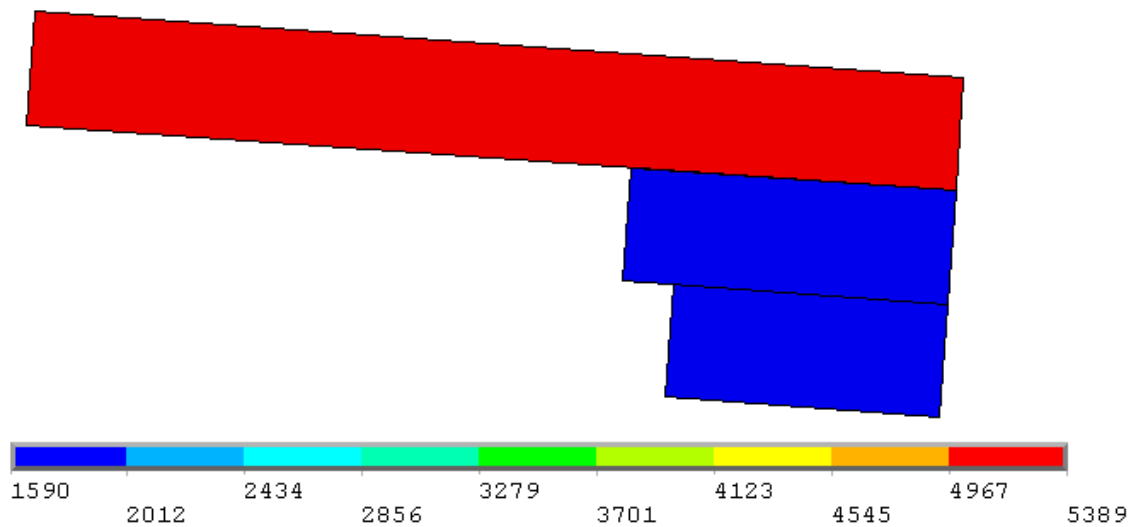


Figura 65. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de C_{mz} con perfil 200.26

$$\varphi = \frac{1590}{5389} = 0,295$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 * 0,295 = \mathbf{0,72}$$

Cálculo de χ_y y χ_z

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{9759 * 355}{73785,16 * 10^3}} = 0,21 \Rightarrow \chi_y = \chi_z = \mathbf{0,996}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 * E * I = \left(\frac{\pi}{0,5 * 2}\right)^2 * 210 * 10^9 * 3,56 * 10^7 * 10^{-12} = 73785,16 \text{ KN}$$

$$L_k = 0,5 * L$$

Cálculo de K_y y K_z

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{c,Rd}} = 1 + (0,21 - 0,2) * \frac{2400 * 10^3}{0,996 * 9759 * \frac{355}{1,2}} = \mathbf{1,008}$$

$$k_z = \frac{1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}}{1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}} = \frac{0,85}{1,008} = \mathbf{0,843}$$

$$\frac{2400}{0,996 * 9759 * \frac{0,355}{1,2}} + 1,008 * \frac{0,73 * 4,82}{1 * 253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + 0,6 * 0,843 * \frac{0,72 * 5,4}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,9082 \leq 1 \text{ Cumple}$$

$$\frac{2400}{0,996 * 9759 * \frac{0,355}{1,2}} + 0,6 * 1,008 * \frac{0,73 * 4,82}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + 0,843 * \frac{0,72 * 5,4}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,9158 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los elevados axiles originados por el sismo para terreno blando (tipo IV) con una aceleración sísmica básica de 0,25 g requiere diseño de montantes muy rígidos para disminuir las tensiones y evitar la inestabilidad causadas por la resonancia transversal. En concreto, es necesaria la utilización de perfiles 200x200x26 en lugar de 150x150x18, como se calculó en las hipótesis estáticas.

4.3.2.2 Verificación según frecuencias características del terreno.

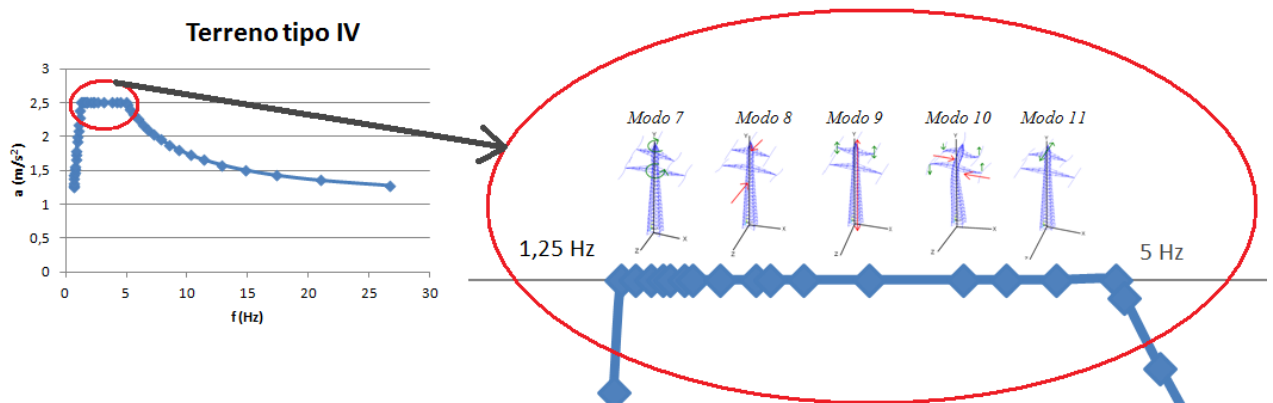


Figura 66: Modos de vibración de mayores aceleraciones espectrales en terreno tipo IV.

Puede apreciarse una mayor implicación de las alas, las diagonales y los travesaños para los modos de mayor aceleración, aunque su factor de participación apenas equivale al 20% de los factores de participación flexionales.

Estableciendo las frecuencias modales en el intervalo 1,25 Hz - 5Hz e introduciendo los espectros horizontales y el vertical, el modo 9 produce los mayores esfuerzos de la estructura, dándose en las alas superiores.

$$N = 475,6 \text{ KN}$$

$$M_y = 1 \text{ KNm}$$

$$M_z = 9,2 \text{ KNm}$$

Siendo el perfil de partida el 150.18:

❖ Resistencia de las alas superiores a tracción y compresión

$$N_d \leq N_{Rd} = A * f_{yd}$$

$$N_{Rd} = 5103 * \frac{0,355}{1,2} = 1509 \text{ KN}$$

$$475,6 \text{ KN} \leq 671,84 \text{ KN} \text{ Cumple}$$

❖ Resistencia de las alas superiores a flexión

$$M_{dy} \leq M_{rd} = W_y * f_{yd}$$

$$M_{rd} = 98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}} = 29,2 \text{ KNm}$$

$$M_{dy} = 1 \text{ KNm} \leq 29,2 \text{ KNm} \text{ **Cumple**}$$

$$M_{dz} = 9,2 \text{ KNm} \leq 29,2 \text{ KNm} \text{ **Cumple**}$$

❖ Resistencia de las alas superiores a flexotracción

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

$$\frac{475,6}{5103 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1}{98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{9,2}{98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,66 \leq 1 \text{ **Cumple.**}$$

❖ Resistencia de las alas superiores a flexocompresión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A * f_{yd}} + k_y * \frac{C_{m,y} * M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_{yd}} + \alpha_z * k_z * \frac{C_{m,z} * M_{z,Ed}}{W_z * f_{yd}} \leq 1$$

Cálculo de C_{my} y C_{mz}

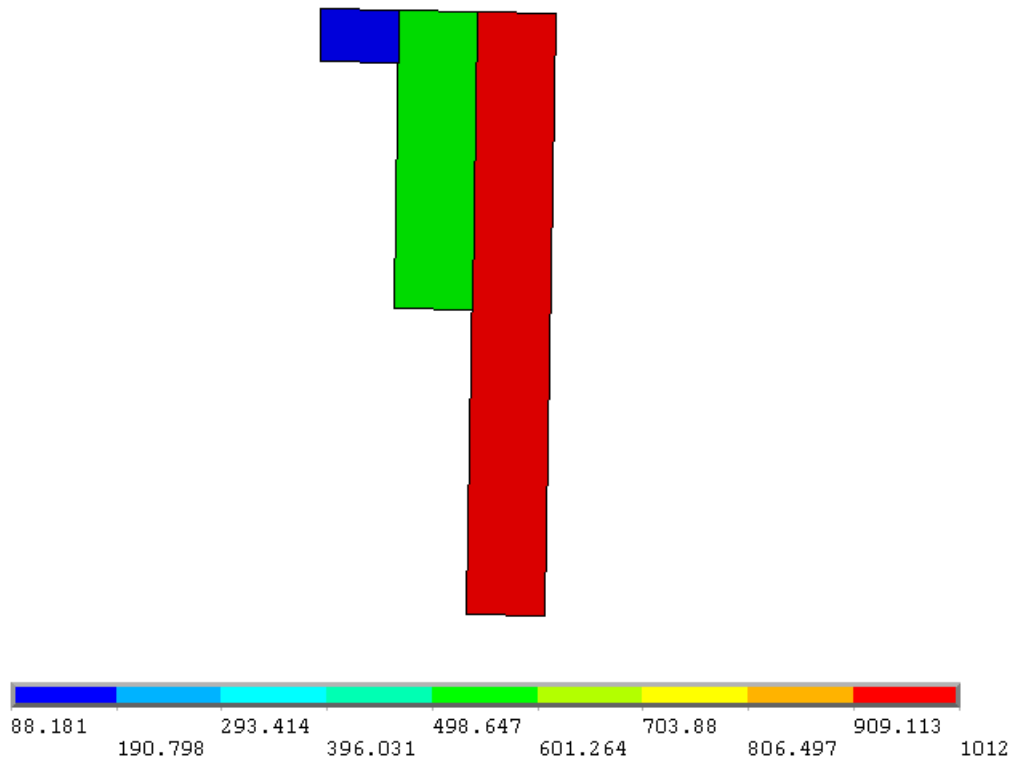


Figura 67. Diagrama de flectores en Y para el cálculo de C_{my} con perfil 150.18

$$\varphi = \frac{88,181}{1012} = 0,087$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 * 0,087 = \mathbf{0,635}$$

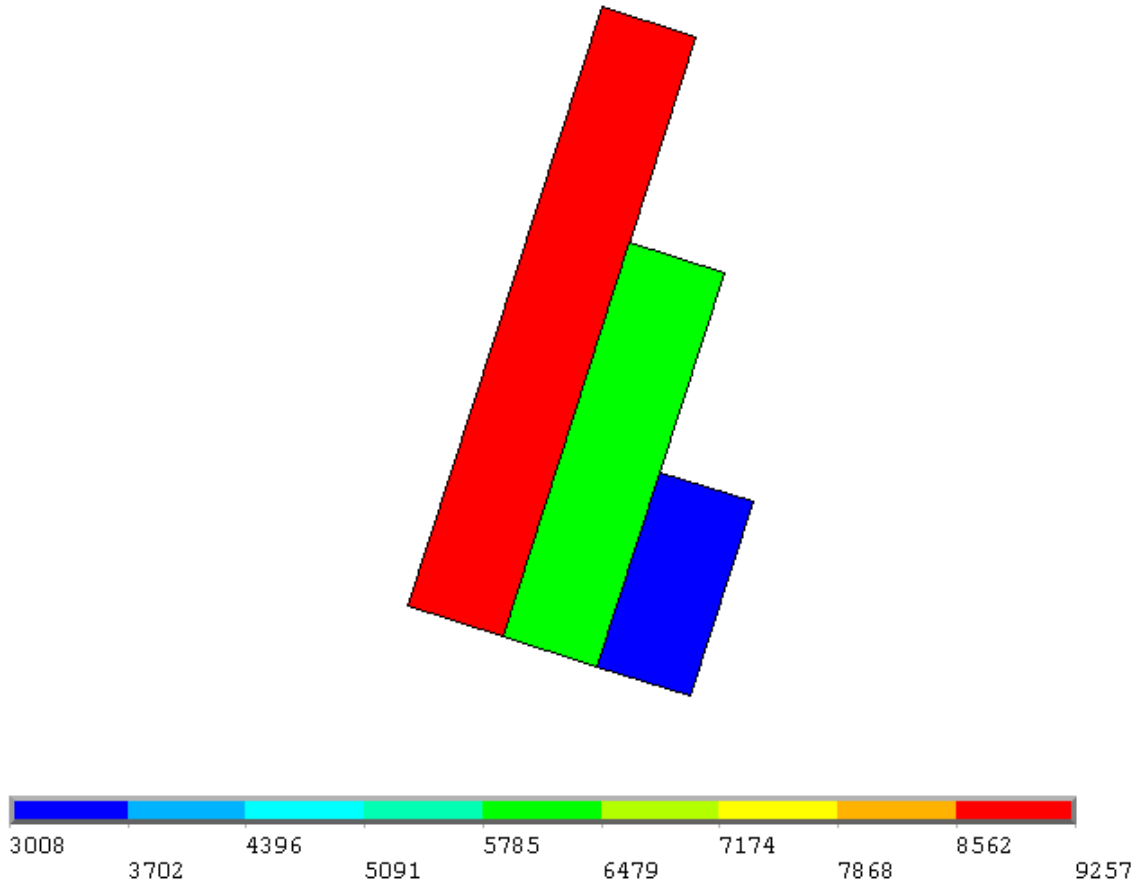


Figura 68. Diagrama de flectores en Z para el cálculo de C_{mz} con perfil 150.18.

$$\varphi = \frac{3008}{9257} = 0,325$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 * 0,325 = \mathbf{0,73}$$

Cálculo de χ_y y χ_z

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{5103 * 355}{8501 * 10^3}} = 0,46 \Rightarrow \chi_y = \chi_z = \mathbf{0,9}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 * E * I = \left(\frac{\pi}{0,5 * 3,2}\right)^2 * 210 * 10^9 * 1,05 * 10^7 * 10^{-12} = 8501 \text{ KN}$$

$$L_k = 0,5 * L$$

Cálculo de K_y y K_z

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{c,Rd}} = 1 + (0,9 - 0,2) * \frac{475,6 * 10^3}{0,9 * 5103 * \frac{355}{1,2}} = \mathbf{1,245}$$

$$k_z = \frac{1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}}{1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}} = \frac{1,42}{1,245} = \mathbf{1,14}$$

$$\begin{aligned} & \frac{475,6}{0,9 * 5103 * \frac{0,355}{1,2}} + 1,245 * \frac{0,635 * 1}{1 * 98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + 0,6 * 1,14 * \\ & * \frac{0,73 * 9,2}{98700 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,534 \leq 1 \text{ **Cumple**} \end{aligned}$$

Dado que las alas superiores al ser dimensionadas con el perfil 150.18 soportan holgadamente las tensiones originadas por la resonancia según el modo de vibración 9, va a buscarse un perfil más pequeño para todas las alas. Al disminuir la masa de las alas y aumentar la de los montantes, la frecuencia propia del modo de flexión transversal no será tan baja, debido a la mejor distribución másica.

$$475,6 = A * \frac{0,355}{1,2}$$

$$A = \frac{475,6 * 1,2}{0,355} = 1607,66 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Perfil } \mathbf{100.10}$$

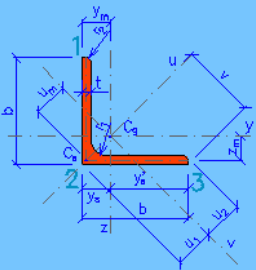
L 100x100x10			
Dimensiones		Propiedades del perfil al eje secundario	
		Eje y	Eje z
		$I_y = 1.77E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 1.77E+6 \text{ mm}^4$
		$W_{y1} = 2.46E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 2.46E+4 \text{ mm}^3$
		$W_{y2} = 6.26E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 6.26E+4 \text{ mm}^3$
		$i_y = 30.4 \text{ mm}$	$i_z = 30.4 \text{ mm}$
		Propiedades del perfil al eje principal	
		Eje u	Eje v
		$I_u = 2.81E+6 \text{ mm}^4$	$I_v = 7.27E+5 \text{ mm}^4$
$b = 100 \text{ mm}$	$A = 1915 \text{ mm}^2$	$W_{u1} = 3.97E+4 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 1.82E+4 \text{ mm}^3$
$t = 10 \text{ mm}$	$G = 15.04 \text{ kg.m}^{-1}$	$i_u = 38.3 \text{ mm}$	$W_{v3} = 2.05E+4 \text{ mm}^3$
$r_1 = 12 \text{ mm}$	$A_L = 0.3897 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	$u_m = 32.8 \text{ mm}$	$i_v = 19.5 \text{ mm}$
$r_2 = 6 \text{ mm}$	$v = 70.7 \text{ mm}$	Torsión y pandeo local	
$y_s = 28.2 \text{ mm}$	$u_1 = 39.9 \text{ mm}$	$I_t = 6.50E+4 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 43 \text{ mm}$
$y'_s = 71.8 \text{ mm}$	$u_2 = 35.4 \text{ mm}$	$I_{yz} = 1.04E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 54.1 \text{ mm}$

Tabla 22. Propiedades del perfil 100.10

❖ Resistencia a flexión

$$M_{dy} \leq M_{rd} = W_y \cdot f_{yd}$$

$$M_{rd} = 24600 \cdot 10^{-9} \cdot \frac{0,355}{1,2 \cdot 10^{-6}} = 7,27 \text{ KNm}$$

$$M_{dy} = 1 \text{ KNm} \leq 7,27 \text{ KNm} \text{ **Cumple**}$$

$$M_{dz} = 9,2 \text{ KNm} \geq 7,27 \text{ KNm} \text{ **No cumple**}$$

$$M_{rd} = 9,2 \text{ KNm} = W_z \cdot \frac{0,355}{1,2}$$

$$W_z = \frac{9200 \cdot 1,2}{0,355} = 3,11 \cdot 10^4 \text{ mm}^3 \Rightarrow \text{Perfil 110.12}$$

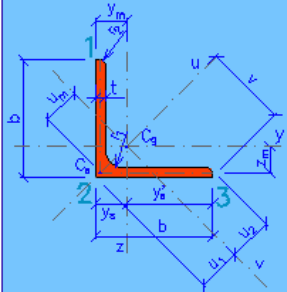
L 110x110x12			
Dimensiones			
		Propiedades del perfil al eje secundario	
		Eje y	Eje z
		$I_y = 2.79E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 2.79E+6 \text{ mm}^4$
		$W_{y1} = 3.55E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 3.55E+4 \text{ mm}^3$
		$W_{y2} = 8.87E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 8.87E+4 \text{ mm}^3$
		$i_y = 33.3 \text{ mm}$	$i_z = 33.3 \text{ mm}$
		Propiedades del perfil al eje principal	
		Eje u	Eje v
		$I_u = 4.43E+6 \text{ mm}^4$	$I_v = 1.15E+6 \text{ mm}^4$
		$W_{u1} = 5.70E+4 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 2.58E+4 \text{ mm}^3$
		$i_u = 42 \text{ mm}$	$W_{v3} = 2.94E+4 \text{ mm}^3$
		$u_m = 36 \text{ mm}$	$i_v = 21.4 \text{ mm}$
Torsión y pandeo local			
		$I_t = 1.22E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 47.1 \text{ mm}$
		$I_{yz} = 1.64E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 59.3 \text{ mm}$
$b = 110 \text{ mm}$	$A = 2514 \text{ mm}^2$		
$t = 12 \text{ mm}$	$G = 19.74 \text{ kg.m}^{-1}$		
$r_1 = 13 \text{ mm}$	$A_L = 0.4288 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$		
$r_2 = 6.5 \text{ mm}$	$v = 77.8 \text{ mm}$		
$y_s = 31.5 \text{ mm}$	$u_1 = 44.5 \text{ mm}$		
$y'_s = 78.5 \text{ mm}$	$u_2 = 39.1 \text{ mm}$		

Tabla 23. Propiedades del perfil 110.12

❖ Resistencia a flexotracción

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

$$\frac{475,6}{2514 \cdot \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1}{35500 \cdot 10^{-9} \cdot \frac{0,355}{1,2 \cdot 10^{-6}}} + \frac{9,2}{35500 \cdot 10^{-9} \cdot \frac{0,355}{1,2 \cdot 10^{-6}}} = 1,6 \geq 1 \text{ No cumple.}$$

Perfil 120.13

L 120x120x13	
Dimensiones	
Propiedades del perfil al eje secundario	
Eje y	Eje z
$I_y = 3.94E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 3.94E+6 \text{ mm}^4$
$W_{y1} = 4.60E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 4.60E+4 \text{ mm}^3$
$W_{y2} = 1.15E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 1.15E+5 \text{ mm}^3$
$i_y = 36.4 \text{ mm}$	$i_z = 36.4 \text{ mm}$
Propiedades del perfil al eje principal	
Eje u	Eje v
$I_u = 6.26E+6 \text{ mm}^4$	$I_v = 1.62E+6 \text{ mm}^4$
$W_{u1} = 7.38E+4 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 3.34E+4 \text{ mm}^3$
$i_u = 45.9 \text{ mm}$	$W_{v3} = 3.80E+4 \text{ mm}^3$
$u_m = 39.4 \text{ mm}$	$i_v = 23.4 \text{ mm}$
Torsión y pandeo local	
$I_t = 1.70E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 51.5 \text{ mm}$
$I_{yz} = 2.32E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 64.9 \text{ mm}$
$b = 120 \text{ mm}$	$A = 2969 \text{ mm}^2$
$t = 13 \text{ mm}$	$G = 23.31 \text{ kg.m}^{-1}$
$r_1 = 13 \text{ mm}$	$A_L = 0.4688 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$
$r_2 = 6.5 \text{ mm}$	$v = 84.9 \text{ mm}$
$y_s = 34.4 \text{ mm}$	$u_1 = 48.6 \text{ mm}$
$y'_s = 85.6 \text{ mm}$	$u_2 = 42.8 \text{ mm}$

Tabla 24 Propiedades del perfil 120.13

$$\frac{475,6}{2969 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1}{46000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{9,2}{46000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,3 \geq 1 \text{ No cumple.}$$

Perfil 120.16

L 120x120x16	
Dimensiones	
Propiedades del perfil al eje secundario	
Eje y	Eje z
$I_y = 4.69E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 4.69E+6 \text{ mm}^4$
$W_{y1} = 5.56E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 5.56E+4 \text{ mm}^3$
$W_{y2} = 1.32E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 1.32E+5 \text{ mm}^3$
$i_y = 36.1 \text{ mm}$	$i_z = 36.1 \text{ mm}$
Propiedades del perfil al eje principal	
Eje u	Eje v
$I_u = 7.44E+6 \text{ mm}^4$	$I_v = 1.95E+6 \text{ mm}^4$
$W_{u1} = 8.76E+4 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 3.88E+4 \text{ mm}^3$
$i_u = 45.4 \text{ mm}$	$W_{v3} = 4.51E+4 \text{ mm}^3$
$u_m = 38.9 \text{ mm}$	$i_v = 23.3 \text{ mm}$
Torsión y pandeo local	
$I_t = 3.06E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 51.1 \text{ mm}$
$I_{yz} = 2.74E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 64.2 \text{ mm}$
$b = 120 \text{ mm}$	$A = 3600 \text{ mm}^2$
$t = 16 \text{ mm}$	$G = 28.3 \text{ kg.m}^{-1}$
$r_1 = 13 \text{ mm}$	$A_L = 0.469 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$
$r_2 = 6.5 \text{ mm}$	$v = 84.9 \text{ mm}$
$y_s = 35.5 \text{ mm}$	$u_1 = 50.2 \text{ mm}$
$y'_s = 84.5 \text{ mm}$	$u_2 = 43.2 \text{ mm}$

Tabla 25 Propiedades del perfil 120.16

$$\frac{475,6}{3600 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1}{55600 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{9,2}{55600 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,063 \geq 1 \text{ No cumple.}$$

Perfil 130.16

L 130x130x16	
Dimensiones	
Propiedades del perfil al eje secundario	
Eje y	Eje z
$I_y = 6.05E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 6.05E+6 \text{ mm}^4$
$W_{y1} = 6.58E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 6.58E+4 \text{ mm}^3$
$W_{y2} = 1.59E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 1.59E+5 \text{ mm}^3$
$i_y = 39.3 \text{ mm}$	$i_z = 39.3 \text{ mm}$
Propiedades del perfil al eje principal	
Eje u	Eje v
$I_u = 9.60E+6 \text{ mm}^4$	$I_v = 2.50E+6 \text{ mm}^4$
$W_{u1} = 1.04E+5 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 4.66E+4 \text{ mm}^3$
$i_u = 49.4 \text{ mm}$	$W_{v3} = 5.37E+4 \text{ mm}^3$
$u_m = 42.4 \text{ mm}$	$i_v = 25.3 \text{ mm}$
Torsión y pandeo local	
$I_t = 3.36E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 55.5 \text{ mm}$
$I_{vz} = 3.55E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 69.9 \text{ mm}$
$b = 130 \text{ mm}$	$A = 3925 \text{ mm}^2$
$t = 16 \text{ mm}$	$G = 30.81 \text{ kg.m}^{-1}$
$r_1 = 14 \text{ mm}$	$A_L = 0.508 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$
$r_2 = 7 \text{ mm}$	$v = 91.9 \text{ mm}$
$y_s = 38 \text{ mm}$	$u_1 = 53.7 \text{ mm}$
$y'_s = 92 \text{ mm}$	$u_2 = 46.6 \text{ mm}$

Tabla 26. Propiedades del perfil 130.16

$$\frac{475,6}{3925 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{9,2}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,93 \leq 1 \text{ Cumple.}$$

❖ Resistencia a flexocompresión

Cálculo de χ_y, χ_z

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3925 * 355}{4898,176 * 10^3}} = 0,53 \Rightarrow \chi_y = \chi_z = 0,868$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_K}\right)^2 * E * I = \left(\frac{\pi}{0,5 * 3,2}\right)^2 * 210 * 10^9 * 6,05 * 10^6 * 10^{-12} = 4898,176 \text{ KN}$$

$$L_K = 0,5 * L$$

Cálculo de K_y y K_z

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{c,Rd}} = 1 + (0,53 - 0,2) * \frac{475,6 * 10^3}{0,868 * 3925 * \frac{355}{1,2}} = 1$$

$$k_z = \frac{1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}}{1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{c,Rd}}} = \frac{1,22}{1} = 1,22$$

$$\begin{aligned} & \frac{475,6}{0,868 * 3925 * \frac{0,355}{1,2}} + 1 * \frac{0,635 * 1}{1 * 65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + 0,6 * 1,22 * \\ & * \frac{0,73 * 9,2}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,7571 \leq 1 \text{ Cumple} \end{aligned}$$

El perfil de las diagonales podría disminuirse de la misma manera, pero ello sería perjudicial para el modo transversal, al disminuir la masa de la base. Por ello se mantendrá el perfil 150.18 para las diagonales.

Los travesaños mantienen el perfil de 150.18 necesario para soportar la rotura del conductor, al ser menores los esfuerzos para el caso sísmico.

El vértice superior es el elemento con menos cargas para todos los casos, al situarse en el punto más alto de la torre. Se dimensionará con el perfil 130.16.

Resumiendo:

- ❖ Perfil montantes: L200x200x26
- ❖ Perfil travesaños: L150x150x18.
- ❖ Perfil diagonales: L150x150x18.
- ❖ Perfil alas: L130x130x16.
- ❖ Perfil vértice superior: L130x130x16.

El objetivo de esta optimización era el de disminuir la masa de la torre. Ello no ha podido cumplirse porque a pesar de haber disminuido la masa de las alas, ha sido necesario aumentar la de los montantes para que soporten los elevados esfuerzos creados por el modo de flexión transversal.

Sin embargo, el elevado aumento de masa de los montantes favorece el comportamiento modal de la estructura, al aumentar las frecuencias de la mayoría de los modos.

MODO	Frecuencia (Hz)
1	0,343→0,47
2	0,89→0,95
3	0,953→0,96
4	1,038
5	1,151→1,213
6	1,152→1,346
7	1,319→1,368
8	1,702
9	1,939→1,904
10	3,658→4,023
11	4,576→4,742
12	5,077→6,2
13	6,147→11,85
14	7,301→>>10
15	9,008→11
16	9,689→11,193

Tabla 27. Frecuencias propias tras redefinir los perfiles.

4.3.2.3 Verificación según combinación modal.

En este caso se ha realizado el análisis espectral para el intervalo de frecuencias modales 0 Hz – 10 Hz, expandiendo y combinando los modos. La combinación modal se ha determinado por suma cuadrática.

De esta manera, los esfuerzos resultantes para el espectro de respuesta correspondiente a una aceleración sísmica básica de 0,25 g y terreno tipo IV son:

Montantes

$$N = 2420 \text{ KN}$$

$$M_y = 15,148 \text{ KNm}$$

$$M_z = 177 \text{ KNm}$$

Travesaños

$$N = 694 \text{ KN}$$

$$M_y = 1,452 \text{ KNm}$$

$$M_z = 10,757 \text{ KNm}$$

Diagonales

$$N = 915,6 \text{ KN}$$

$$M_y = 3,13 \text{ KNm}$$

$$M_z = 7,97 \text{ KNm}$$

Alas

$$N = 963,6 \text{ KN}$$

$$M_y = 15 \text{ KNm}$$

$$M_z = 102,785 \text{ KNm}$$

Vértice superior

$$N = 121,4 \text{ KN}$$

$$M_y = 10,56 \text{ KNm}$$

$$M_z = 26,2 \text{ KNm}$$

Se ha obtenido unos esfuerzos muy elevados, lo cual se debe a los modos verticales de las alas. Uno de ellos, el modo 9, es el estudiado, porque quedaba dentro de las frecuencias características. El otro modo, el 4, corresponde al movimiento vertical de las alas inferiores. No fue estudiado porque ni tenía el mayor factor de participación ni porque quedaba dentro de las frecuencias características.

Se concluye que el modelo de la torre no es válido para el caso sísmico más desfavorable de España: aceleración sísmica básica de 0,25 g con terreno tipo IV. A continuación se comprueba si es válido en terreno tipo I, manteniendo la misma aceleración sísmica básica. Los esfuerzos máximos se dan en los montantes.

$$N = 1400 \text{ KN}$$

$$M_y = 5,9 \text{ KNm}$$

$$M_z = 80,3 \text{ KNm}$$

Resistencia de los montantes a flexotracción:

$$\frac{1400}{9759 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{5,9}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{80,3}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,64 \geq 1 \text{ No cumple}$$

El modelo de la estructura no es válido para regiones de España con aceleración sísmica básica de 0,25 g. Aunque esta aceleración tan elevada puede darse en Granada, no es un valor representativo del valor de la aceleración sísmica en España.

4.3.2.3.1 Aceleración sísmica máxima admisible según el modelo.

Mediante un proceso iterativo, se ha determinado cuál es la aceleración sísmica básica que soporta el modelo estudiado, utilizando los perfiles determinados en el análisis espectral. Se ha ido disminuyendo la aceleración sísmica básica hasta dar con un espectro que sea soportado según flexotracción.

- ❖ Aceleración sísmica básica de 0,16 g y terreno tipo IV.

$$\begin{aligned} N &= 1540 \text{ KN} \\ M_y &= 9,6 \text{ KNm} \\ M_z &= 112,84 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Los esfuerzos son aún mayores que los obtenidos para la aceleración sísmica básica de 0,25 g con terreno tipo I, pudiéndose sacar la conclusión de que la contribución de la amplificación del terreno es muy elevada.

- ❖ Aceleración sísmica básica de 0,16 g y terreno tipo I.

$$\begin{aligned} N &= 901,2 \text{ KN} \\ M_y &= 5,6 \text{ KNm} \\ M_z &= 62,76 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Resistencia de los montantes a flexotracción:

$$\frac{901,2}{9759 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{5,6}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{62,76}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,22 \geq 1 \text{ No cumple}$$

- ❖ Aceleración sísmica básica de 0,12 g y terreno tipo I

$$\begin{aligned} N &= 675 \text{ KN} \\ M_y &= 3,7 \text{ KNm} \\ M_z &= 42,8 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Resistencia de los montantes a flexotracción:

$$\frac{675}{9759 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{3,7}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{42,8}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,855 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los montantes son adecuados para soportar el sismo. Las alas son los siguientes elementos más cargados debido a los modos verticales. Sus esfuerzos son:

$$N = 279 \text{ KN}$$

$$M_y = 2,5 \text{ KNm}$$

$$M_z = 30 \text{ KNm}$$

Resistencia de las alas a flexotracción:

$$\frac{279}{3925 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{2,5}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{30}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,9$$

$$\geq 1 \text{ No cumple}$$

Aunque podría rigidizarse más las alas aumentando los perfiles, como se ha visto ello no conviene porque reduciría drásticamente las frecuencias propias de los modos de vibración.

❖ Aceleración sísmica básica de 0,08 g y terreno tipo I.

$$N = 186 \text{ KN}$$

$$M_y = 1,66 \text{ KNm}$$

$$M_z = 20 \text{ KNm}$$

$$\frac{185}{3925 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1,66}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{20}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,27 \geq$$

$$\geq 1 \text{ No cumple}$$

❖ Aceleración sísmica básica de 0,06 g y terreno tipo I

$$N = 140 \text{ KN}$$

$$M_y = 1,2 \text{ KNm}$$

$$M_z = 15 \text{ KNm}$$

Resistencia de las alas a flexotracción:

$$\frac{140}{3925 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{1,2}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{15}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,95 \leq$$

$$\leq 1 \text{ Cumple}$$

El modelo de la torre es válido para regiones con aceleraciones sísmicas básicas menores a 0,06 g, siempre y cuando el tipo de terreno sea el I. Para terrenos más desfavorables, sea cual sea la aceleración sísmica básica, deberá realizarse su respectivo análisis espectral, puesto que como se ha visto, la amplificación del terreno puede llegar a ser más perjudicial que la propia aceleración sísmica.

4.3.2.3.2 Combinación del sismo con el peso propio.

De acuerdo a la normativa, el sismo se combina con las cargas permanentes sin ponderar las segundas. En la siguiente comprobación a flexotracción de las alas, se añade los valores de los esfuerzos ocasionados por las cargas permanentes en un análisis estático para los perfiles determinados en el análisis espectral. La calidad del acero de las alas ha sido aumentada a S450.

❖ Resistencia de los montantes a flexotracción:

$$\frac{484,5}{9759 * \frac{0,355}{1,2}} + \frac{2,66}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{30,72}{253000 * 10^{-9} * \frac{0,355}{1,2 * 10^{-6}}} = 0,604 \leq 1$$

❖ Resistencia de las alas inferiores a flexotracción:

$$\frac{201}{3925 * \frac{0,45}{1,2}} + \frac{2}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,45}{1,2 * 10^{-6}}} + \frac{21,5}{65800 * 10^{-9} * \frac{0,45}{1,2 * 10^{-6}}} = 1,088 \geq 1$$

Aunque se sobrepasa el valor de 1 para las alas inferiores, al hacerlo ligeramente puede establecerse el valor de 0,06 g como límite admisible para terreno tipo I. Este valor de la aceleración sísmica es muy representativo de la sismicidad en España, pudiendo emplazarse la torre en la mayor parte de su territorio.

4.4 Cálculo de tornillos.

Se determinará el perfil de los tornillos que debe utilizarse para unir las vigas exteriores de las alas y los montantes. Para el caso límite de 0,06 g con terreno tipo I, los axiles son:

$$N_{\text{alas}} = 201 \text{ KN}$$

$$N_{\text{mon}} = 484,5 \text{ KN}$$

La norma ITC-07 exige los tornillos para las torres tengan como mínimo 12 mm de diámetro y una calidad de 5.6. En cuanto los coeficientes de seguridad para los tornillos, establece los siguientes valores:

- ❖ Coeficiente de seguridad a cortante de 1.
- ❖ Coeficiente de seguridad a tracción de 0,8.
- ❖ Coeficiente de seguridad a aplastamiento de 2,5.

4.4.1 Vigas de las alas.

Para las vigas de las alas, se plantea utilizar ocho tornillos de diámetro 12 mm y calidad 6.8 con el siguiente cubrejuntas.

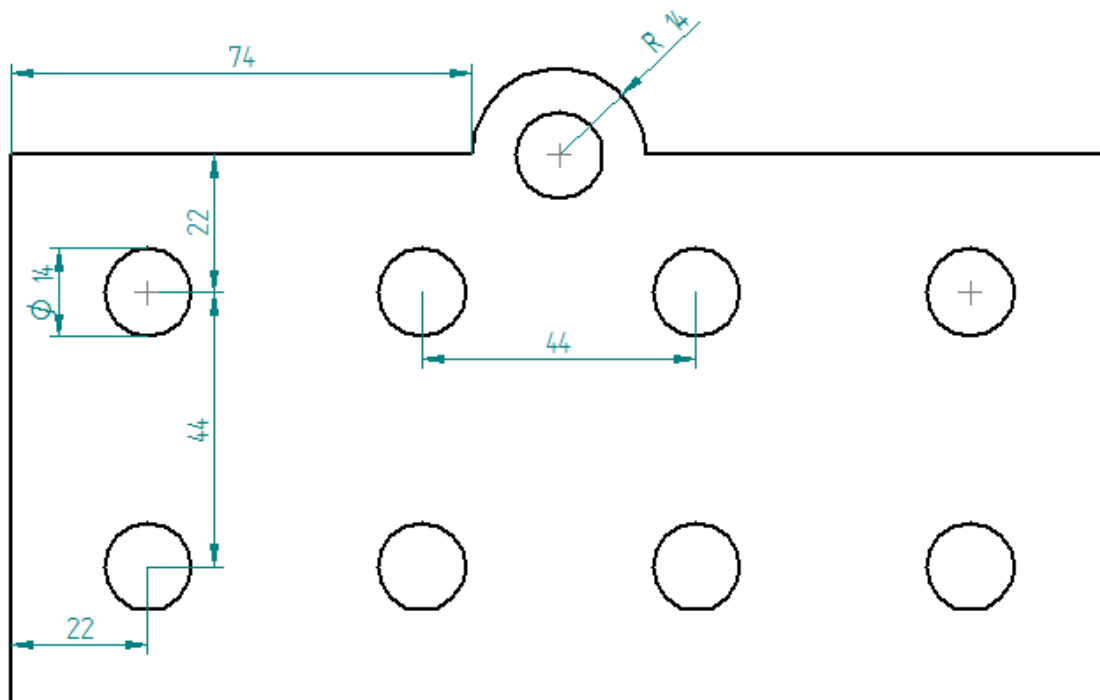


Figura 69. Unión para las vigas de las alas.

El tornillo situado en la mitad del cubrejuntas corresponde a la unión de las vigas verticales y diagonales con las vigas horizontales. Para unir las vigas perpendiculares al plano que contiene el cubrejuntas, se propone una unión frontal mediante soldadura.

4.4.1.1 Comprobación dimensional.

En primer lugar, se debe comprobar si el cubrejuntas cabe en la superficie interna del perfil, de manera que a la longitud total del perfil se le debe restar el espesor:

$$L_{\text{int}} = 130 - 16 = 114 \text{ mm}$$

$$102 \text{ mm} \leq 114 \text{ mm} \text{ **Cumple**}$$

En segundo lugar, las distancias de los tornillos a los bordes y la distancia entre los tornillos debe situarse en el siguiente intervalo. Los cálculos corresponden al apartado 8.5.1 del CTE Documento Básico SE-A (Disposiciones constructivas).

$$e_1 \geq 1,2 * (12 + 2) = 16,8 \text{ mm}; e_2 \geq 1,5 * (12 + 2) = 21 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2 * (12 + 2) = 30,8 \text{ mm}; p_2 \geq 3 * (12 + 2) = 42 \text{ mm}$$

$$e_1 \leq \text{mín} (40 + 4 * 16, 12 * 16, 150); e_1 \leq 104 \text{ mm}$$

$$e_2 \leq \text{mín} (40 + 4 * 16, 12 * 16, 150); e_2 \leq 104 \text{ mm}$$

$$p_1 \leq \text{mín} (14 * 16, 200); p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$p_2 \leq \text{mín} (14 * 16, 200); p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

$$16,8 \text{ mm} \leq e_1 = 22 \text{ mm} \leq 104 \text{ mm} \text{ **Cumple.**}$$

$$21 \text{ mm} \leq e_2 = 22 \text{ mm} \leq 104 \text{ mm} \text{ **Cumple.**}$$

$$30,8 \text{ mm} \leq p_1 = 44 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \text{ **Cumple.**}$$

$$42 \text{ mm} \leq p_2 = 44 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \text{ **Cumple.**}$$

Los siguientes cálculos de resistencia corresponden al apartado 8.5.2 del CTE Documento Básico SE-A (Resistencia de las uniones atornilladas sin pretensar), llamando en cada caso F_{Ed} a la resistencia de cálculo.

4.4.1.2 Resistencia a cortante de la sección transversal del tornillo.

$$F_{Ed} = \frac{201}{5} = 40,2 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = n * \frac{0,5 * f_{ub} * A}{\gamma_Q} = 2 * \frac{0,5 * 600 * \frac{\pi * 12^2}{4}}{1} = 67,86 \text{ KN} \text{ **Cumple.**}$$

4.4.1.3 Resistencia a aplastamiento.

$$F_{Ed} = 40,2 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = \frac{2,5 * \alpha * f_u * d * t}{\gamma_{apl}} = \frac{2,5 * 0,524 * 550 * 12 * 16}{2,5} = 55,33 \text{ KN} \text{ **Cumple.**}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{22}{3 * 14}; \frac{44}{3 * 14} - 0,25; \frac{600}{470}, 1 \right) = 0,524$$

4.4.1.4 Resistencia a desgarro del alma por cortante.

$$F_{Ed} = 201 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = \frac{f_y * A_{bruta}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{355 * 2 * (22 + 44 - 12 - 6) * 16}{\sqrt{3} * 1,05} = 300 \text{ KN Cumple.}$$

4.4.1.5 Resistencia a desgarro del alma por tracción.

$$F_{Ed} = 201 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = \frac{f_u * A_{bruta}}{\sqrt{3} * \gamma_{M2}} = \frac{470 * 2 * (22 + 22 + 44 - 12 - 12) * 16}{\sqrt{3} * 1,25} = 222,3 \text{ KN Cumple.}$$

4.4.2 Vigas de la base.

Para las vigas del cuerpo (montantes, travesaños y diagonales), se plantea utilizar 12 tornillos de diámetro 12 mm y calidad 8.8, con el siguiente cubrejuntas. El tornillo situado en la mitad del cubrejuntas corresponde al utilizado para unir los travesaños y las diagonales a los montantes.

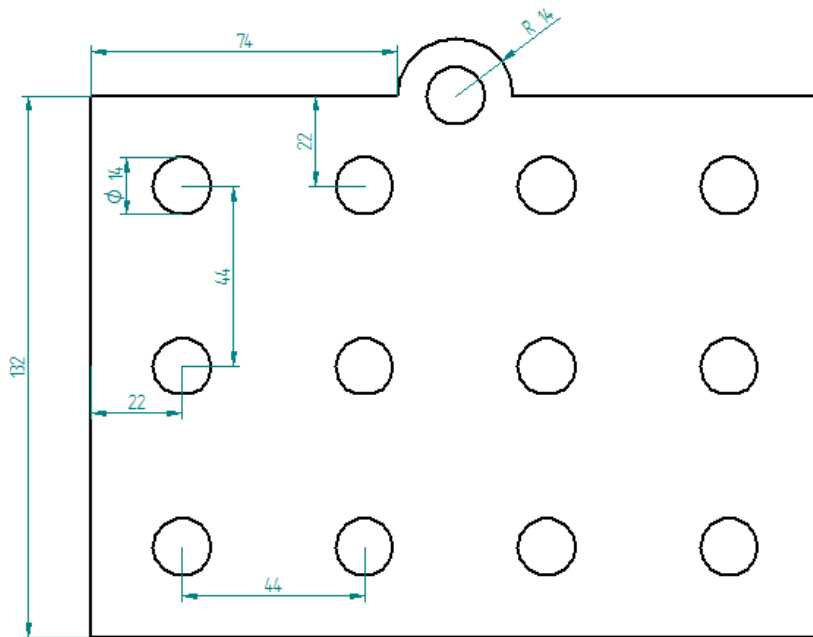


Figura 70. Unión para las vigas de la base.

Se ha realizado los cálculos análogamente al caso anterior.

4.4.2.1 Comprobación dimensional.

$$L_{\text{int}} = 200 - 26 = 174 \text{ mm}$$

$$146 \text{ mm} \leq 174 \text{ mm} \text{ **Cumple**}$$

$$16,8 \text{ mm} \leq e_1 = 22 \text{ mm} \leq 104 \text{ mm} \text{ **Cumple**}. \quad$$

$$21 \text{ mm} \leq e_2 = 22 \text{ mm} \leq 104 \text{ mm} \text{ **Cumple**}. \quad$$

$$30,8 \text{ mm} \leq p_1 = 43 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \text{ **Cumple**}. \quad$$

$$42 \text{ mm} \leq p_2 = 43 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \text{ **Cumple**}. \quad$$

4.4.2.2 Resistencia a cortante de la sección transversal del tornillo.

$$F_{\text{Ed}} = \frac{484,5}{7} = 69,21 \text{ KN} \leq F_{\text{v,Rd}} = n * \frac{0,5 * f_{\text{ub}} * A}{\gamma_Q} = 2 * \frac{0,5 * 800 * \frac{\pi * 12^2}{4}}{1} = 90,48 \text{ KN} \text{ **Cumple**}. \quad$$

4.4.2.3 Resistencia a aplastamiento de la chapa que se une.

$$F_{\text{Ed}} = 69,21 \text{ KN} \leq F_{\text{t,Rd}} = \frac{2,5 * \alpha * f_u * d * t}{\gamma_{\text{apl}}} = \frac{2,5 * 0,524 * 470 * 12 * 26}{2,5} = 76,84 \text{ KN} \text{ **Cumple**}. \quad$$

$$\alpha = \min \left(\frac{22}{3 * 14}; \frac{44}{3 * 14} - 0,25; \frac{600}{470}, 1 \right) = 0,524$$

4.4.2.4 Resistencia a desgarro del alma por cortante.

$$F_{\text{Ed}} = 484,5 \text{ KN} \leq F_{\text{v,Rd}} = \frac{f_y * A_{\text{bruta}}}{\sqrt{3} * \gamma_{\text{M0}}} = \frac{410 * 3 * (22 + 44 - 6) * 26}{\sqrt{3} * 1,05} = 1055,1 \text{ KN} \text{ **Cumple**}. \quad$$

4.4.5.5 Resistencia a desgarro del alma por tracción.

$$F_{\text{Ed}} = 484,5 \text{ KN} \leq F_{\text{v,Rd}} = \frac{f_u * A_{\text{bruta}}}{\sqrt{3} * \gamma_{\text{M2}}} = \frac{550 * (22 + 44 + 44 + 22) * 26}{\sqrt{3} * 1,25} = 871,84 \text{ KN} \text{ **Cumple**}. \quad$$

4.5 Cálculo de zapatas.

Se ha dimensionado las zapatas para el caso de la combinación del sismo de 0,06 g y terreno tipo I con el peso propio de la estructura.

4.5.1 Dimensionado según hundimiento sobre el terreno.

La siguiente imagen muestra el tipo de zapata que se ha elegido para empotrar la torre al suelo:

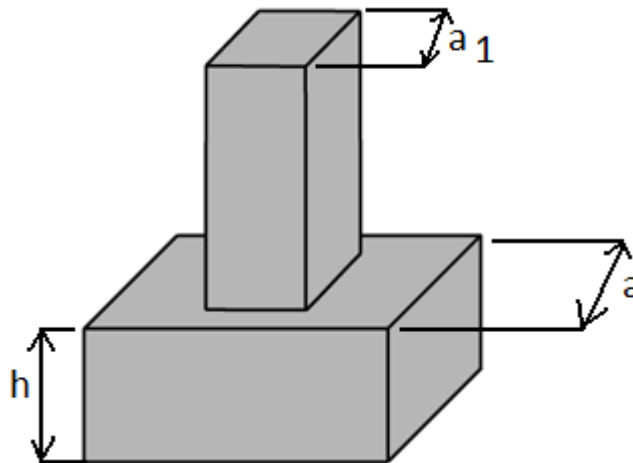


Figura 71. Modelo de las zapatas.

Aunque sísmicamente se ha determinado que para aminorar los efectos de la amplificación del terreno la torre debe ser emplazada en zonas con suelo de tipo I, el diseño de las zapatas se hará suponiendo un suelo limo arcilloso.

El valor de las reacciones que da ANSYS para el espectro de 0,06 g y terreno tipo I es:

$$N_Q = 343,54 \text{ KN}$$

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	23384.	0.34354E+06	17138.	1378.4	158.82	1863.5
65	23384.	0.34354E+06	17137.	1378.6	158.82	1863.7
129	23384.	0.34354E+06	17137.	1378.7	158.81	1863.7
193	23384.	0.34354E+06	17138.	1378.5	158.82	1863.5

Tabla 28. Valores de las reacciones para el sismo.

El valor de la reacción para el peso propio es:

$$N_G = 151 \text{ KN}$$

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	9276.2	0.15091E+06	9276.3	-410.20	-0.45429	410.17
65	9276.7	0.15092E+06	-9276.3	410.44	0.43936	410.20
129	-9276.7	0.15093E+06	-9276.7	410.46	-0.45458	-410.43
193	-9276.2	0.15092E+06	9276.7	-410.23	0.46951	-410.41

Tabla 29. Valores de las reacciones para el peso propio.

Suponiendo una zapata de hormigón corriente de 2500 Kg/m³, debe cumplirse, para el terreno limo arcilloso:

$$\frac{P_z + N_Q + N_G}{a^2} < 0,2 \text{ Mpa}$$

$$\frac{\rho * a^2 * h * g + N_Q + N_G}{a^2} < 0,2 \text{ Mpa}$$

Tomando a = 1,75 m:

$$\frac{2500 * 1,75^2 * h * 9,81 + 343540 + 151000}{1,75^2} < 0,2 \text{ Mpa} \Rightarrow h < 1,57 \text{ m}$$

4.5.2 Comprobación a vuelco.

Los axiles son estabilizadores, mientras que los cortantes y los flectores pueden producir el vuelco de la estructura. Según esto, el momento desestabilizador debe ser menor que el estabilizador para que la torre no vuelque.

$$M + Q * h < (P_z + N_Q + N_G) * \frac{a}{2} = 0$$

$$1863,5 + 410 + (23384 + 9276) * 1,57 < (117920 + 343540 + 151000) * \frac{1,75}{2}$$

$$53,55 \text{ KNm} < 536 \text{ KNm} \text{ **Cumple.**}$$

Capítulo 5

Conclusiones.

Asimilando y reflexionando sobre los resultados obtenidos para el modelo de la torre de alta tensión, se concluye que:

- 1) En análisis estáticos, **la rotura de los conductores produce esfuerzos muy elevados** en las torres, debiendo dimensionarse convenientemente para poder soportarla.
- 2) **La colocación de los cables supone asimetrías máxicas y de rigidez.** Como consecuencia de ello, **la frecuencia propia del modo de rigidez flexional transversal disminuye drásticamente**, siendo este modo el más importante en el comportamiento modal y en la respuesta espectral de la estructura, al producir los mayores esfuerzos.
- 3) **La excentricidad máxica de los cables provoca modos verticales en las alas, experimentando éstas esfuerzos elevados** y transmitiéndoselos a los montantes.
- 4) **Considerar la masa de los cables localizada** en un volumen pequeño en los extremos de las alas es válido a efectos modales. Igualmente sucede con modelar la rigidez de los cables como vigas equivalentes, variando el módulo de elasticidad.

- 5) **Las frecuencias propias de un modelo esquemático** de masas y rigideces de una línea eléctrica compuesta por varias torres **se asemejan a las del modelo detallado de una de ellas**, habiendo obtenido los parámetros modales de este último.
- 6) **El modelo estudiado** de la torre de alta tensión soporta sismos de hasta **0,06 g con terreno tipo I** siendo posible su utilización para la mayor parte de España.
- 7) Para aminorar los efectos del modo de flexión transversal, **conviene optimizar la distribución másica de la torre disminuyéndola en las alas y aumentándola en la base tronco-piramidal**.
- 8) Para sismos de más de 0,06 g, **el modelo falla fundamentalmente debido a la elevada longitud de las alas**, las cuales transmiten elevados esfuerzos al resto de la estructura.
- 9) **El tipo de terreno juega un papel especialmente importante en los análisis sísmicos**, dado que un elevado coeficiente de amplificación (un “mal” suelo) puede llegar a ser más perjudicial que una elevada aceleración sísmica.

Capítulo 6

Trabajos futuros.

A continuación se propone interesantes estudios en virtud de los resultados y de las conclusiones obtenidas:

- 1) En este Proyecto Fin de Carrera se ha realizado un análisis sísmico de un modelo de una torre de alta tensión. De cara a una síntesis sísmica, sería útil que además de que las alas tengan poca longitud y poca masa, que éstas estuviesen suspendidas en dos planos, de manera que las frecuencias propias de flexión longitudinal y transversal sean más parecidas.



Figura 72. Planta de la torre del modelo estudiado.

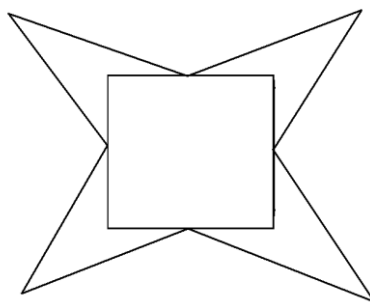


Figura 73. Planta de la torre del modelo propuesto.

- 2) Sin embargo, esto sólo serviría para equilibrar el reparto de masas de los cables, pero no su rigidez, dado que la rigidez de los cables seguiría siendo únicamente longitudinal. Para ganar algo de rigidez transversal por medio de los cables, se propone que las líneas eléctricas sean dispuestas en forma de zig-zag, de manera que los cables no sean perpendiculares a las alas, como se muestra en la siguiente figura. La torre perdería rigidez longitudinal a costa de ganarla transversalmente.

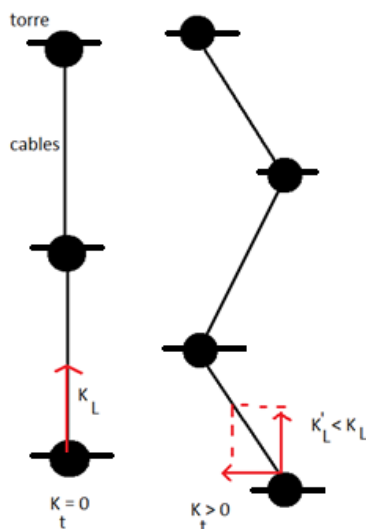


Figura 74. Disposición de torres en forma de zig-zag para que ganen rigidez transversal por medio de los cables.

Este tipo de configuración ya se da en las líneas eléctricas, tratándose del caso de los apoyos de ángulo.

- 3) En el análisis estático no se ha considerado todas las hipótesis posibles, como el desequilibrio de tracciones, ni se ha realizado un estudio detallado de fenómenos climatológicos. Se propone realizar un estudio térmico por enfriamiento causado por formación de hielo así como considerar un desequilibrio de tracciones por su excesiva acumulación sobre uno de los dos vanos.
- 4) La rotura del conductor se ha considerado en el análisis estático. En realidad, el tiempo de aceleración del cable roto es muy rápido, por lo que sería más conveniente realizar un estudio transitorio teniendo en cuenta aceleraciones y variaciones de cantidad de movimiento.

- 5) Modelar los elementos de amarre y aisladores, para verificar si soportan las cargas determinadas.
- 6) Analizar qué tipo de celosía (disposición de las vigas) es el más conveniente tanto en análisis estáticos como dinámicos.
- 7) Determinar los coeficientes de amplificación de terreno en función de los espesores existentes en los treinta primeros metros bajo la superficie.
- 8) Realizar el análisis modal-espectral modelando adicionalmente las zapatas. Otra posibilidad sería considerarlas como un espesor adicional según se ha descrito en el punto anterior.
- 9) Las verificaciones estructurales se han realizado según flexotracción y flexocompresión (pandeo). Sería conveniente reservar estos métodos para modos flexionales y realizar cálculos para verificar el comportamiento de torsión de la torre tanto estática como dinámicamente.
- 10) Hacer estudios detallados de la amortiguación de la estructura. Se ha considerado una amortiguación del 5% de la crítica.
- 11) El modelo de la torre estudiado es reticulado. Articulándola en los puntos más vulnerables, como lo son los de unión de las alas con la base tronco-piramidal, se podría descargar considerablemente la estructura, al evitar que éstas transmitiesen los flectores causados por los modos verticales.
- 12) Finalmente, se propone realizar estudios de situaciones poco comunes como el caso de que la torre posea los cables en un único lado o se pierdan condiciones de contorno. Estas situaciones asimétricas tienen consecuencias directas en el análisis modal.

Capítulo 7

Bibliografía

- ❖ [0] <http://almadeherrero.blogspot.com.es/2010/03/los-efectos-del-hielo-en-las-lineas.html> *Abril 2013*
- ❖ [1] <http://www.tuveras.com/lineas/aereas/lineasaereas.htm> *Abril 2013*
- ❖ [2] http://www.sav.us.es/formaciononline/asignaturas/asigte/apartados/textos/apartado5_2.PDF *Abril 2013*
- ❖ [3] [http://www2.iberdrola.es/DIEFI/928Norm.nsf/0/60801e4b20ee7ea0c12569e70039ad7a/\\$FILE/52-15-01%283-0%29nw.pdf](http://www2.iberdrola.es/DIEFI/928Norm.nsf/0/60801e4b20ee7ea0c12569e70039ad7a/$FILE/52-15-01%283-0%29nw.pdf) *Septiembre 2012*
- ❖ [4] <http://www.edpenergia.es/recursosdep/doc/distribucion-luz/20130813/mantenimiento/revisiones-reglamentarias-de-lineas-electricas-aereas-de-alta-tension.pdf> *Abril 2013*
- ❖ [5] <http://www.ub.edu/geocrit/geo97.htm> *Abril 2013*
- ❖ [6] <http://www.alertatierra.com/TerEscala.htm> *Abril 2013*
- ❖ [7] <http://firestation.wordpress.com/2009/10/30/escalas-sismicas-ritcher-msk-mercalli> *Abril 2013*
- ❖ [8] <http://web.ua.es/es/urs/divulgacion/propagacion-de-ondas-sismicas.html> *Abril 2013*

- ❖ [9] http://www.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Sismografo/Sismografo.html *Abril 2013*
- ❖ [10] <http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4271/fichero/TOMO+I+-+DISE%C3%91O+DE+UN+SILO+CONFORME+AL+EUROC%C3%93DIGO%252F7.CAP%C3%8DTULO+6.pdf> *Abril 2013*
- ❖ **Instrucción Técnica Complementaria: líneas aéreas con conductores desnudos (ITC-LAT 07).**
- ❖ **Código Técnico de la Edificación: SE-AE.**
- ❖ **Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02).**
- ❖ <http://www.staticstools.eu> (Prontuario de perfiles) *Diciembre 2013*